دوره‌ی ۴۰
شماره‌ی ۳
فصلنامه
پاییز
۱۴۰۳
۳

مهندسی عمران

شریف

مهندسی عمران شریف

Civil Engineering SHARIF

۳
۳

Civil Engineering

Sharif

Volume 40
Number 3
Quarterly
Fall
2024
3

ISSN 2676-4768

مقالات پژوهشی:

- ارزیابی روابط برآورد افت هیدرولیکی و واسنجی رابطه‌ی هیزن- ویلیامز در لاترال‌های آبیاری قطره‌یی
  شاهین شفائی، قاسم زارعی، کیومرث ابراهیمی، شیما سلیمانی و محمد شمسی
- ارزیابی روش تعادل مومنتم در تعیین تنش برشی آبراهه‌های سیلاب‌دشتی پیچانی
  وحیده مرتضوی امیری و کاظم اسماعیلی
- مدل سازی عددی فرونشست زمین ناشی از استخراج آب های زیرزمینی با لحاظ کردن اثرات غیر اشباع به روش بدون المان گالرکین (EFG)
  احمد تورئی، علی پاک و محمد علی ایرانمنش
- تعیین تغییرات پتانسیل سطحی کائولینیت برای انتخاب الگوی بهینه‌ی شدت‌بخشی رفع آلاینده‌ی فلز سنگین در روش بهسازی الکتروکینتیک
  وحیدرضا اوحدی، محمدامین فرهپور، فاطمه فریدی و سجاد گوهری
- مدل جدید جنبش نیرومند زمین برای پیش‌بینی بیشینه‌ی شتاب، طیف‌های شبه‌شتاب و طیف‌های جابجایی در ایران
  علیرضا حاجی‌پور و حسن علیجانی مقدم
- بررسی اثر عمق مدفون و قطر تک‌شمع در عملکرد لرزه‌یی توربین بادی فراساحلی با انجام مدل‌سازی فیزیکی
  علیرضا باطنی و مجید مرادی
- کنترل سلامت اعضاء سازه ای به روش توموگرافی اشعه‌ی ایکس
  سید سجاد کمالی و فریبرز ناطقی الهی
- بررسی پارامترهای مؤثر در روانگرایی خاک‌های ماسه‌یی سُست با استفاده از روش مربع لاتین بهبودیافته
  سعید گلمغانی ابراهیمی، علی نورزاد و حسین جواهری کوپائی
- آنالیز مودال عملیاتی خودکار سه‌مرحله‌یی با استفاده از حذف مودهای ریاضی به روش خوشه‌بندی براساس چگالی
  امیرسالار مهرآباد و احمد شوشتری
- مدل‌سازی عددی فرآیندهای موفولوژیکی ناحیه‌ی سواش در سواحل درشت‌دانه با مدل کد باز XBeach
  سپهر ملکی تقی‌آباد، مهدی عجمی و احمد احمدی
- بررسی آزمایشگاهی رفتار اتصال‌های کفستون‌ها به همراه میل‌مهارهای جوش‌شده بدون خروج از مرکزیت با استفاده از روش همبستگی تصاویر دیجیتال
  ایمان کرمی، سید رسول میرقادری، امیررضا قیامی آزاد و محمود علی
- بررسی تأثیر نسبت ارتفاع تیر به عرض مقطع ستون در حالت شکست و عرض مؤثر دال در قاب‌های خمشی بتن مسلح
  علی خلیلی و فریبرز ناطقی الهی

یادداشت فنی:

- بررسی مشخصات مکانیکی بلندمدت (۳ ساله) بتن حاوی سنگ‌دانه‌ی بازیافتی و پوزولان‌های زئولیت و میکروسیلیس
  میلاد عقیلی لطف، امیرمحمد رمضانیان پور و محمد یاسر چمنی
- تعیین تعداد و مکان بهینه‌ی بالابرهای ساختمانی در پروژه‌های ساختمانی با استفاده از یک مدل ریاضی عدد صحیح خطی
  محدثه جواهری، مهدی احمدنیا ، مجتبی مغربی و رضا قنبری

ARTICLES:

- Evaluation of the Widely-Used Equations of Hydraulic Loss Calculation and Calibration of the Hazen-Williams Equation in Drip Irrigation Laterals
  Sh. Shafaei, Gh. Zarei, K. Ebrahimi, Sh. Soleimani and M. Shamsi
- Assessment of the Momentum Balance Method for Determination of Shear Stress in Compound Meandering Channels
  V. Mortazavi Amiri and K. Esmaili
- Numerical Modeling of Land Subsidence Induced by Groundwater Extraction Considering Unsaturated Effects and Using Element-Free Galerkin (EFG) Method
  A. Tourei, A. Pak and M. Iranmanesh
- Determination of Surface Potential of Kaolinite for Selection of Optimal Enhancement Pattern for Removal of Heavy Metal Contaminant in Electrokinetics Remediation
  V.R. Ouhadi, M.A. Farahpour, F. Faridi and S. Gohari
- A New Strong Ground Motion Model for Predicting Peak Ground Acceleration (PGA), Pseudo-Acceleration Spectra and Displacement Spectra in Iran
  A. Hajipour and H. Moghadam
- Investigating the Effect of Driven Length and Diameter of Monopile on Seismic Performance of Offshore Wind Turbines Through Physical Modeling
  A. Bateni and M. Moradi
- Health monitoring of structural elements using CT-Xray
  S.S. Kamali and F. Natghi Elahi
- An Investigation on the Effective Parameters of Loose Sands Liquefaction Potential Using Improved Hypercube Sampling Method
  S. Golmoghani Ebrahimi, A. Noorzad and H. Javaheri Koupaei
- Three-Stage Automatic Operational Modal Analysis Using Mathematical Mode Elimination by Density-Based Clustering Method
  A. Salar Mehrabad and A. Shooshtari
- Numerical Modeling of Swash Zone Morphological Processes in Coarse-Grained Beaches with XBeach Open-Source Model
  S. Maleki Taghiabad, M. Adjami and A. Ahmadi
- Experimental Investigation of the Behavior of Column Base Connections with Concentrically Welded Anchor Rods Using Digital Image Correlation Method
  I. Karami, R. Mirghaderi, A.R. Ghiami Azad and M. Ali
- Influence of Beam Height-Column Width Ratio on Seismic Behavior of RC Moment Resisting Frames
  A. Khalili and F. Nateghi-Alahi

RESEARCH NOTES:

- Assessing Long-Term (3-Year) Mechanical Properties of Recycled Aggregate Concrete Containing Zeolite and Silica Fume
  M. Aghili Lotf, A.M. Ramezanianpoor and M.Y. Chamani
- Determining the Location and Optimal Number of Building Lifts iin High-Rise Construction Projects Using a Linear Integer Mathematical Model
  M. Jawaheri, M. Ahmadnia, M. Maghrebi and R. Ghanbari

به نام خدا

مهندسی عمران

شریف

دوره‌ی ۴۰
شماره‌ی ۳
پاییز
۱۴۰۳

صاحب امتیاز: دانشگاه صنعتی شریف
مدیر مسئول: دکتر علی‌اکبر صالحی
مدیرنشریه: دکتر رضا نقدآبادی
سردبیر: دکتر میرمصدق جمالی
سردبیرهیات‌تحریریه: دکتر سعید سهراب‌پور

ویرایش: رزیتا رستخیز پایدار
حروف‌چینی: راضیه قربانی
صفحه‌آرایی و امورگرافیکی: غزل احمدی میرقائد
امور اجرایی: شیما آل اسداله، مریم پورابراهیمی باوفا

مجله‌ی مهندسی عمران شریف در پایگاه‌های DOAJ، ISC و SID نمایه می‌شود.

نشانی: تهران / صندوق پستی ۸۶۳۹-۱۱۱۵۵
دفتر مجله‌ی علمی و پژوهشی شریف
تلفن: ۶۶۱۶۴۰۹۳-۶۶۰۰۵۴۱۹
نمابر: ۶۶۰۱۲۹۸۳
نشانی سایت: http://journal.sharif.ir
رایانامه: pajouhesh@sharif.edu

نقل مندرجات این مجله با ذکر مأخذ آزاد است.
مجله در ویرایش مطالب آزاد است.

از انتشارات حوزه معاونت پژوهش و فناوری دانشگاه صنعتی شریف

هیأت تحریریه

دکتر بیتا آیتی
دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس
دکتر همایون استکانچی
دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف
دکتر فرهاد بهنام فر
دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی اصفهان
دکتر علی پاک
دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف
دکتر مسعود تجریشی
دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف
دکتر وهب توفیق
دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف
دکتر حسن حاجی کاظمی
دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه فردوسی مشهد
دکتر امیررضا خویی
دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف
دکتر محمد دلنواز
دانشکده فنی و مهندسی ، گروه مهندسی عمران، دانشگاه خوارزمی
دکتر حسین رحامی
دانشکده علوم مهندسی، دانشکده فنی، دانشگاه تهران
دکتر فیاض رحیم زاده
دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف
دکتر امیر صمیمی
دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف
دکتر ناصر طالب بیدختی
دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه شیراز
دکتر محسن قائمیان
دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف
دکتر هوشنگ کاتبی
دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تبریز
دکتر محمدتقی کاظمی
دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف
دکتر علی کاوه
دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران
دکتر محمد کرمانشاه
دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف
دکتر موسی محمودی صاحبی
دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تربیت دبیرشهید رجایی
دکتر حسن میرزابزرگ
دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی خواجه‌نصیرالدین طوسی
دکتر علی نورزاد
دانشکده مهندسی عمران، آب و محیط زیست، دانشگاه شهید بهشتی
دکتر جواد واثقی امیری
دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل
دکتر ابوالحسن وفائی
دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف

هیأت تحریریه‌ی تخصصی

سردبیر تخصصی: دکترابوالحسن وفایی

استاد دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی شریف

دکتر احمد ابریشم‌چی

استاد دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی شریف

دکتر همایون استکانچی

استاد دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی شریف

دکترعباس افشار

استاد دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه علم و صنعت ایران

دکتر محمدعلی برخورداری

دانشیار دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه علم و صنعت ایران

دکتر حسین پورزاهدی

استاد دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی شریف

دکتر مسعود تجریشی

دانشیار دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی شریف

دکتر ایوب ترکیان

دانشیار مرکز تحقیقات آب و انرژی - دانشگاه صنعتی شریف

دکتر عباسعلی تسنیمی

استاد دانشکده‌ی مهندسی عمران و محیط زیست - دانشگاه تربیت‌مدرس

دکتر حسن حاجی کاظمی

استاد دانشکده‌ی مهندسی - گروه مهندسی عمران - دانشگاه فردوسی مشهد

دکتر سیدمحسن حائری

استاد دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی شریف

دکتر امیررضا خویی

استاد دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی شریف

دکتر فیاض رحیم‌زاده رفوئی

استاد دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی شریف

دکتر علی اکبر رمضانیانپور

استاد دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی امیرکبیر

دکترسیدمهدی زهرایی

دانشیار دانشکده‌ی فنی - گروه مهندسی عمران - دانشگاه تهران

دکتر محمدمهدی سعادت‌پور

استاد دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی اصفهان

دکتر عیسی سلاجقه

استاد دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه شهید باهنرکرمان

دکتر ناصر طالب بیدختی

استاد دانشکده‌ی مهندسی - بخش مهندسی عمران - دانشگاه شیراز

دکتر ارسلان قهرمانی

استاد دانشکده‌ی مهندسی - بخش مهندسی عمران - دانشگاه شیراز

دکتر محمد کارآموز

استاد دانشکده‌ی فنی - گروه مهندسی عمران - دانشگاه تهران

دکتر محمدتقی کاظمی

دانشیار دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی شریف

دکتر محمد کرمانشاه

استاد دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی شریف

دکتر علی کاوه

استاد دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه علم و صنعت ایران

دکتر سیدمجدالدین میرمحمدحسینی

دانشیار دانشکده‌ی مهندسی عمران- دانشگاه صنعتی امیرکبیر

دکتر سیدشهاب الدین یثربی

دانشیار دانشکده‌ی مهندسی عمران و محیط زیست - دانشگاه تربیت مدرس

هیأت مشاوران

دکتر وحیدرضا اوحدی

دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه بوعلی سینا همدان

دکتر توحید اخلاقی

دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه تبریز

دکتر محمدحسین ادیب‌راد

دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه رازی کرمانشاه

دکترمحمدحسین باقری‌پور

دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه شهید باهنرکرمان

دکتر علی پاک

دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی شریف

دکتر حسین پهلوان

دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی شاهرود

دکتر حسین تقدس

دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه تهران

دکتر علی جوهری

دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی شیراز

دکتر احسان جباری

دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه قم

دکتر احمد خدادادی

دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه تربیت مدرس

دکتر رسول دانشفراز

دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه مراغه

دکتر مصطفی رضوانی شریف

دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی

دکتر پویا زکیان

دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه اراک

دکتر نوید سیاه‌پلو

دانشکده‌ی مهندسی عمران - موسسه آموزشی جهاد دانشگاهی

دکتر اکبر صفرزاده

دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه محقق اردبیلی

دکتر جعفر عسگری مارنانی

دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران مرکز

دکتر مازیار فهیمی فرزام

دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه مراغه

دکتر سید سینا کورهلی

دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه شهید مدنی آذربایجان

دکتر هوشنگ کاتبی

دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه تبریز

دکتر کیوان کیانی

دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی

دکتر علی لکی روحانی

دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه زنجان

دکتر محمدنوید مقیم

دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی اصفهان

دکتر سید حسام مدنی

دانشگاه تحصیلات تکمیلی صنعتی و فناوری پیشرفته کرمان

دکتر علی نیکخو

دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه علم و فرهنگ

دکتر منصور یخچالیان

دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه بین المللی امام خمینی (ره)

مطالب این شماره

مقالات پژوهشی:

۳ **ارزیابی روابط برآورد افت هیدرولیکی و واسنجی رابطه‌ی هیزن- ویلیامز در لاترال‌های آبیاری قطره‌یی**
شاهین شفائی، قاسم زارعی، کیومرث ابراهیمی، شیما سلیمانی و محمد شمسی

۱۲ **ارزیابی روش تعادل مومنتم در تعیین تنش برشی آبراهه‌های سیلاب‌دشتی پیچانی**
وحیده مرتضوی امیری و کاظم اسماعیلی

۲۳ **مدل‌سازی عددی فرونشست زمین ناشی از استخراج آب‌های زیرزمینی با لحاظ کردن اثرات غیر اشباع به روش بدون‌المان گالرکین (EFG)**
احمد تورئی، علی پاک و محمد علی ایرانمنش

۳۵ **تعیین تغییرات پتانسیل سطحی کائولینیت برای انتخاب الگوی بهینه‌ی شدت‌بخشی رفع آلاینده‌ی فلز سنگین در روش بهسازی الکتروکینتیک**
وحیدرضا اوحدی، محمدامین فرهپور، فاطمه فریدی و سجاد گوهری

۴۷ **مدل جدید جنبش نیرومند زمین برای پیش‌بینی بیشینه‌ی شتاب، طیف‌های شبه‌شتاب و طیف‌های جابجایی در ایران**
علیرضا حاجی‌پور و حسن علیجانی مقدم

۷۳ **بررسی اثر عمق مدفون و قطر تک‌شمع در عملکرد لرزه‌یی توربین بادی فراساحلی با انجام مدل‌سازی فیزیکی**
علیرضا باطنی و مجید مرادی

۸۴ **کنترل سلامت اعضاء سازه‌یی به روش توموگرافی اشعه‌ی ایکس**
سید سجاد کمالی و فریبرز ناطقی الهی

۹۳ **بررسی پارامترهای مؤثر در روانگرایی خاک‌های ماسه‌یی سُست با استفاده از روش مربع لاتین بهبودیافته**
سعید گلمغانی ابراهیمی، علی نورزاد و حسین جواهری کوپائی

۱۰۵ **آنالیز مودال عملیاتی خودکار سه‌مرحله‌یی با استفاده از حذف مودهای ریاضی به روش خوشه‌بندی براساس چگالی**
امیرسالار مهرآباد و احمد شوشتری

۱۱۷ **مدل‌سازی عددی فرآیندهای موفولوژیکی ناحیه‌ی سواش در سواحل درشت‌دانه با مدل کد باز XBeach**
سپهر ملکی تقی‌آباد، مهدی عجمی و احمد احمدی

۱۳۸ **بررسی آزمایشگاهی رفتار اتصال‌های کف‌ستون‌ها به همراه میل‌مهارهای جوش‌شده بدون خروج از مرکزیت با استفاده از روش همبستگی تصاویر دیجیتال**
ایمان کرمی، سید رسول میرقادری، امیررضا قیامی آزاد و محمود علی

۱۵۳ **بررسی تأثیر نسبت ارتفاع تیر به عرض مقطع ستون در حالت شکست و عرض مؤثر دال در قاب‌های خمشی بتن مسلح**
علی خلیلی و فریبرز ناطقی الهی

یادداشت فنی:

۱۶۴ **بررسی مشخصات مکانیکی بلندمدت (۳ ساله) بتن حاوی سنگ‌دانه‌ی بازیافتی و پوزولان‌های زئولیت و میکروسیلیس**
میلاد عقیلی لطف، امیرمحمد رمضانیان پور و محمد یاسر چمنی

۱۷۶ **تعیین تعداد و مکان بهینه‌ی بالابرهای ساختمانی در پروژه‌های ساختمانی با استفاده از یک مدل ریاضی عدد صحیح خطی**
محدثه جواهری، مهدی احمدنیا ، مجتبی مغربی و رضا قنبری

ضمائم:

۱۹۸ **چکیده انگلیسی مقالات**

مهندسی عمران شریف، (پاییز ۱۴۰۳)
دوره‌ی ۴۰، شماره‌ی ۳، صص. ۳-۱۱. (پژوهشی)

Original Article

ارزیابی روابط برآورد افت هیدرولیکی و واسنجی رابطه‌ی هیزن- ویلیامز در لاترال‌های آبیاری قطره‌یی

شاهین شفائی (کارشناس ارشد)
دانشکده‌ی فناوری کشاورزی، دانشگاه تهران، پاکدشت، ایران
قاسم زارعی (دانشیار)
مؤسسه‌ی تحقیقات فنی و مهندسی کشاورزی، کرج، ایران.
کیومرث ابراهیمی* (استاد)
گروه علوم و فناوری های محیطی، دانشکده‌ی مهندسی انرژی و منابع پایدار، دانشگاه تهران، تهران، ایران
شیما سلیمانی (دانشجوی فوق دکتری)
دانشکده‌ی مهندسی منابع آب، دانشگاه رایس، هوستون، تگزاس، امریکا
محمد شمسی (کارشناس ارشد)
گروه مهندسی آبیاری و آبادانی، دانشکده‌ی کشاورزی، دانشگاه تهران، کرج، ایران

در طراحی سیستم‌های آبیاری قطره‌یی برای تعیین مقدار افت هیدرولیکی معمولاً از رابطه‌ی هیزن- ویلیامز استفاده می‌شود. در پژوهش حاضر، با استفاده از مدل‌های آزمایشگاهی و کاربرد لوله‌های پلی‌اتیلن با قطرهای ۱۶، ۲۰، ۲۵، و۳۲ میلی‌متر، میزان افت هیدرولیکی به ازاء دبی‌های مختلف و با توجه به محدوده‌ی سرعت مجاز اندازه‌گیری شد. سپس با تحلیل داده‌های مشاهداتی، رابطه‌ی جدیدی که مقدار افت هیدرولیکی را در لوله‌های ۱۶ تا ۳۲ میلی‌متر تابعی از دبی و قطر لوله محاسبه می‌کند، به‌دست آمد. رابطه‌ی ریاضی به‌دست‌آمده با نتایج حاصل از روش‌های متداول اندازه‌گیری افت هیدرولیکی و همچنین داده‌های محاسباتی مقایسه شد. مطابق با نتایج مطالعه‌ی حاضر، رابطه‌ی به‌دست‌آمده برای لوله‌های پلی‌اتیلن با قطرهای ۱۶ الی ۳۲ میلی‌متر و با عدد رینولدز بیش از ۲۰۰۰ با اطمینان بالایی پیشنهاد می‌شود. از مزایای رابطه‌ی به‌دست‌آمده، استقلال آن از ضریب افت C و دقت بالای آن است.

sha.shafaee@alumni.ut.ac.ir
gh.zarei@areeo.ac.ir
EbrahimiK@ut.ac.ir
shimasoleimani@ksu.edu
mohammad.shamsi@ut.ac.ir

واژگان کلیدی: آبیاری قطره‌یی، افت هیدرولیکی، مدل آزمایشگاهی، هیزن- ویلیامز.

۱. مقدمه

بازده آبیاری بیشتر و یکنواختی بالاتر آبیاری، از جمله اهداف آبیاران برای صرفه‌جویی در مصرف آب و دست‌یابی به بهره‌وری بالاتر آب است. سامانه‌های آبیاری قطره‌یی با مقدورساختن کنترل بیشتر بر دبی و پخش آب، رسیدن به اهداف اشاره‌شده را ممکن می‌سازند. از جمله مهم‌ترین مواردی که در طراحی سامانه‌های آبیاری قطره‌یی باید به آن توجه کرد، افت فشار آب در اثر اصطکاک است. نحوه‌ی برآورد افت فشار در انتخاب اندازه‌ی لوله‌های انتقال آب و پمپ تأثیر می‌گذارد؛ بنابراین برآورد صحیح افت فشار تأثیر به‌سزایی در هزینه‌ی اجرای سیستم آبیاری قطره‌یی دارد. برآورد صحیح میزان افت هیدرولیکی، تا حد زیادی به انتخاب رابطه‌ی مناسب جهت تعیین افت بستگی دارد.

روابط متعددی به‌منظور محاسبه‌ی افت فشار لوله‌ها توسعه داده شده‌اند، که از جمله‌ی معروف‌ترین آن‌ها می‌توان به روابط هیزن- ویلیامز و دارسی- ویسباخ[۲] اشاره کرد. رابطه‌ی هیزن- ویلیامز با وجود دقت کمتر در برآورد افت فشار، به‌دلیل آشنایی مهندسان با ضریب زبری[۳] موجود در رابطه‌ی هیزن- ویلیامز و افزایش توانایی آن‌ها در تخمین ضریب زبری، همچنان در طراحی سیستم‌های هیدرولیکی استفاده می‌شود.[۱] با توجه به اینکه رابطه‌ی هیزن- ویلیامز در مقایسه با رابطه‌ی دارسی- ویسباخ، افت فشار را ۱۳٪ بیشتر برآورد می‌کند،[۲] و همچنین فراوانی کاربرد رابطه‌ی هیزن- ویلیامز در طراحی سامانه‌های آبیاری قطره‌یی، لازم است که رابطه‌ی هیزن- ویلیامز برای لاترال‌های آبیاری درختان واسنجی شود. در پژوهش حاضر، به ارزیابی روش‌های متداول تعیین میزان افت هیدرولیکی و واسنجی رابطه‌ی هیزن- ویلیامز در قطرهای متفاوت لاترال‌های آبیاری پرداخته شده است.

۱.۱. پیشینه‌ی موضوع

افشار و ستوده (۲۰۰۶)،[۱] مدلی برای طراحی بهینه‌ی شبکه‌های فاضلاب

*نویسنده مسئول

تاریخ‌دریافت: ۱۴۰۲/۰۶/۰۶، تاریخ‌اصلاحیه: ۱۴۰۳/۰۱/۲۶، تاریخ‌پذیرش:۱۴۰۳/۰۱/۲۷.

استناد به این مقاله:
شفاهی، شاهین، زارعی، قاسم، ابراهیمی، کیومرث، سلیمانی، شیما، و شمسی، محمد،۱۴۰۳. ارزیابی روابط برآورد افت هیدرولیکی و واسنجی رابطه‌ی هیزن- ویلیامز در لاترال‌های آبیاری قطره‌یی. مهندسی عمران شریف، ۴۰(۳)، صص.۳-۱۱. DOI:10.24200/J30.2024.62619.3234 .

[۱] Hazen-Williams
[۲] Darcy-Weisbach
[۳] Roughness Coefficient

براساس روش برنامه‌ریزی غیرخطی ارائه داده‌اند. ایشان بعد از تبدیل مسئله‌ی مقید به مسئله‌ی بدون قید با استفاده از تابع تاوانی خارجی، برای مدل‌سازی افت هیدرولیکی از دو رابطه‌ی مانینگ[۱] و هیزن- ویلیامز استفاده کرده‌اند، به طوری‌که شیب لوله به‌عنوان متغیر در نظر گرفته شد. ایشان درنهایت گزارش دادند که روش پیشنهادی‌شان در مقایسه با سایر روش‌های مشابه برتری دارد. دانش‌فراز و همکاران (۲۰۱۱)،[۲] در پژوهشی تأثیر ضریب افت شزی در بار هیدرولیکی آب را در ضربه‌ی قوچ در دو حالت با درنظرگرفتن معادله‌ی ضربه‌ی قوچ به‌طورکامل و بدون لحاظ جمله‌های غیرخطی معادله بررسی و از انواع لوله‌های آهنی با ضریب‌های شزی ۸۰، ۱۰۰، و ۱۳۰ استفاده کردند و دریافتند که با افزایش ضریب شزی، اختلاف دو حالت در بار هیدرولیکی آب افزایش می‌یابد. همچنین لحاظنکردن جمله‌های غیرخطی منجر به راه‌حل‌هایی با خطای قابل قبول می‌شوند. شاملو و همکاران (۲۰۱۳)،[۳] اثر مدت زمان بستن شیر در جریان‌های آرام و آشفته را با عدد رینولدز[۲] پایین به‌منظور تعیین شرایط مناسب برای پیاده‌سازی روش‌های نشت‌یابی بر پایه‌ی مدل‌سازی جریان گذرا بررسی کردند. ایشان برای محاسبه‌ی افت اصطکاک غیرماندگار از رابطه‌ی برونن[۳] استفاده کردند و دریافتند که در لوله‌هایی به طول ۵۰ تا ۵۰۰ متر، بستن شیر در زمان کوتاه‌تر منجر به استهلاک انرژی بیشتر در مقایسه با بستن شیر در مدت زمان طولانی‌تر می‌شود و این اختلاف با افزایش عدد رینولدز افزایش می‌یابد. دانش‌فراز و همکاران (۲۰۱۷)[۴]، در پژوهشی به تأثیر زانویی و تنگ‌شدگی لوله در سرعت جریان مطالعه و از برنامه‌ی رایانه‌یی FLUENT به‌منظور شبیه‌سازی جریان در زانویی ۹۰ درجه استفاده کردند. نتایج ایشان شامل حالت‌های بدون تنگ‌شدگی و تنگ‌شدگی‌های ۲۰، ۴۰، و ۶۰ درصد بود و نشان داد که تنگ‌شدگی تأثیر معناداری در پروفیل سرعت در زانویی دارد، به‌طوری که باعث جابجایی پروفیل سرعت به سمت پیچ خارجی زانویی می‌شود. همچنین مشاهده شد که در تنگ‌شدگی ۶۰٪ و افزایش قابل‌توجه سرعت، وابستگی پروفیل سرعت به عدد رینولدز در زانویی و در پایین‌دست زانویی کاهش یافته است.

حسن (۲۰۱۷)، [۵] با یک مدل برنامه‌ریزی خطی، هزینه و افت انرژی را در ۵ لوله با قطرهای متفاوت و با استفاده از روابط هیزن- ویلیامز، دارسی- ویسباخ، مانینگ، و اسکوبی[۴] محاسبه کرد و دریافت که روابط دارسی- ویسباخ و مانینگ بهترین تخمین را از افت انرژی به‌دست می‌دهند. تاس و آگیرالیوقلو[۵] (۲۰۱۸)،[۶] با بررسی افت طولی در لوله‌های پلی‌اتیلن، برتری دو معادله‌ی مانینگ و دارسی- ویسباخ را گزارش دادند. مونگه-فریله[۶] و همکاران (۲۰۱۹)، [۷] نیز به نتیجه‌ی مشابهی دست یافتند.

تابش و سوچلمایی[۷] (۲۰۱۸)،[۸] تأثیر عمر لوله‌ی چدنی در ضریب زبری هیزن- ویلیامز را بررسی کردند و دریافتند که اگر برای طراحی شبکه‌ی آب‌رسانی از ضریب زبری لوله‌ی نو استفاده شود، فشار سامانه در انتهای دوره‌ی بهره‌برداری بیشتر از ۲۵٪ کاهش پیدا می‌کند، ولی هزینه‌ی اجرای طرح حدود ۵۰٪ کاهش می‌یابد. آن‌ها درنهایت استفاده از ضریب زبری در انتهای دوره‌ی بهره‌برداری و پذیرفتن افزایش هزینه‌ی اجرای طرح را پیشنهاد کردند.
جمیل و موجیبو[۸] (۲۰۱۹)، [۹] افت هیدرولیکی را برای لوله‌های پلاستیکی با قطرهای ۱۵ تا ۵۰ میلی‌متر و آب با دماهای ۲۰ تا ۶۰ درجه‌ی سانتی‌گراد با دو رابطه‌ی دارسی- ویسباخ و هیزن- ویلیامز محاسبه و به وسیله‌ی برازش خطی، رابطه‌یی بین دو افت محاسبه‌شده برقرار کردند و دریافتند که در صورت دانستن ضریب زبری هیزن- ویلیامز، می‌توان افت هیدرولیکی دارسی- ویسباخ را توسط معادله‌ی برازش داده‌شده به‌دست آورد.

وانگ و چن[۹] (۲۰۲۰)، [۱۰] برای تحلیل افت هیدرولیکی در سامانه‌ی آبیاری قطره‌یی با لاترال‌های حلقوی و انشعابی از روش اجزاء محدود استفاده کردند. ایشان با ترکیب دو رابطه‌ی دارسی- ویسباخ و بلازیوس[۱۰]، رابطه‌یی جدید برای محاسبه‌ی افت طولی به‌دست آوردند. برای محاسبه‌ی افت موضعی قطره‌چکان نیز از رابطه‌یی براساس فشرده‌شدن خطوط جریان در قطره‌چکان‌ها استفاده کردند. سپس دو نقطه‌ی انتزاعی در پایین‌دست و بالادست لوله در نظر گرفتند و اطلاعات هیدرولیکی را در رابطه‌ی برنولی[۱۱] قرار دادند. با جداسازی دبی در معادله‌ی به‌دست‌آمده، عاملی به نام ضریب لوله[۱۲] به‌دست آمد، که در صورت ضرب در فشار لوله، افت هیدرولیکی را نشان می‌داد. بعد از تشکیل ماتریس‌های باقیمانده[۱۳] و سختی جزء[۱۴] و سپس سرهم‌سازی جواب‌ها با الگوی سختی مستقیم[۱۵]، نتایج بسیار دقیقی در شبیه‌سازی دبی و افت لاترال‌ها به‌دست آمد، به‌طوری که ضریب همبستگی بین داده‌های مشاهداتی و محاسباتی برای دبی و افت هیدرولیکی لاترال‌ها به ترتیب برابر با ۰/۹۹۲۲ و ۰/۹۹۰۵ بود. شایان ذکر است که نتایج به‌دست‌آمده فقط برای لوله‌های افقی (بدون شیب طولی) صحیح هستند.

در مورد طراحی لاترال با چند قطره‌چکان، پژوهشی توسط گنزالز-کویرینو[۱۶] و همکاران (۲۰۲۱)، [۱۱] انجام شد. ایشان با تلفیق دو معادله‌ی دارسی- ویسباخ و مانینگ و با فرض کاهش خطی دبی بعد از هر قطره‌چکان، معادله‌یی چندجمله‌یی به‌دست آوردند، که بین تعداد قطره‌چکان‌ها و افت هیدرولیکی در لاترال ارتباط برقرار می‌کرد. آن‌ها با جداسازی جملات چندجمله‌یی، معادله‌های جدیدی را به‌دست آوردند و سهم هر جمله در محاسبه‌ی افت هیدرولیکی را محاسبه کردند و دریافتند که خطای نسبی معادله‌ها در محاسبه‌ی تعداد قطره‌چکان‌ها در بازه‌ی ۰/۰۰۹- تا ۰/۲۰۹ درصد است و با افزایش تعداد قطره‌چکان‌ها، خطای نسبی به سمت صفر میل می‌کند.

---

۱ Manning
۲ Reynolds Number
۳ Brunone
۴ Scobey
۵ Tas & Ağıralioğlu
۶ Monge-Freile
۷ Soochelmaei
۸ Jamil & Mujeebu
۹ Wang & Chen
۱۰ Blasius
۱۱ Bernoulli
۱۲ Pipe Coefficient
۱۳ Residual Matrix
۱۴ Element Stiffness Matrix
۱۵ Direct Stiffness Method
۱۶ González-Quirino

بیشتر مطالعات انجام‌شده در مورد رابطه‌ی هیزن- ویلیامز معطوف به ضریب زبری (C) رابطه‌ی مذکور هستند. در رابطه‌ی هیزن- ویلیامز، ضریب C فقط وابسته به جنس لوله است، اما پژوهشگران همواره سعی در مرتبط‌ساختن ضریب C با کمیت‌های دیگر، از جمله عدد رینولدز بوده‌اند؛[۱۲] به عنوان مثال، پیزو[۱] و همکاران (۲۰۲۲)،[۱۳] بعد از ترکیب دو رابطه‌ی هیزن- ویلیامز و دارسی- ویسباخ، ضریب C را براساس ضریب f محاسبه کردند. ضریب f خود نیز توسط رابطه‌ی توراسه[۲] (۱۹۸۶)، [۱۴] محاسبه شده است، سپس افت هیدرولیکی برای لوله‌های PVC با قطرهای ۵۰، ۷۵، ۱۰۰، ۱۵۰، و ۲۰۰ میلی‌متری با دو رابطه‌ی هیزن- ویلیامز اصلاح‌شده و دارسی- ویسباخ محاسبه شد. نتایج آن‌ها نشان داد که مقادیر افت هیدرولیکی محاسبه‌شده به روش هیزن- ویلیامز اصلاح‌شده بسیار نزدیک به مقادیر محاسبه‌شده به روش دارسی- ویسباخ است و بیشترین تفاوت برابر با ۲/۵۸٪ مربوط به لوله با قطر ۱۰۰ میلی‌متر با دبی ۷۶ لیتر بر ثانیه و عدد رینولدز ۱۰۰۰۰۰۰ و کمترین اختلاف برابر با ۰/۰۲٪ مربوط به لوله با قطر ۵۰ میلی‌متر با دبی ۳/۹۵ لیتر بر ثانیه و عدد رینولدز ۱۰۰۰۰۰ بوده است.

دینی[۳] و همکاران (۲۰۲۳)،[۱۵] واسنجی شبکه‌ی توزیع آب در شهر صوفیان و یک شبکه‌ی نمونه‌ی دو حلقه‌یی را با درنظرگرفتن عدم‌قطعیت گره‌ها پیاده‌سازی کردند. به‌منظور راستی‌آزمایی، با فرض معلوم‌بودن ضرایب هیزن- ویلیامز، فشار قطعی گرهی در شبکه‌ی نمونه به‌دست آمد و با تعدیل مقادیر فشار، ضریب هیزن- ویلیامز تنظیم شد. برای واسنجی هر دو شبکه در حالت غیرقطعی، با بهره‌گیری از داده‌های فشار غیرقطعی گرهی، که به روش مونته- کارلو[۴] و با توزیع نرمال به‌دست آمده بودند، ضرایب هیزن- ویلیامز شبکه در حالت غیرقطعی با استفاده از واسنجی به‌دست آمد و توسط آن‌ها فشار گرهی در حالت غیرقطعی محاسبه شد. نتایج آنها نشان داد که بین داده‌های محاسباتی و مشاهداتی همخوانی قابل قبولی وجود دارد و عملکرد مدل واسنجی در حالت غیرقطعی قابل قبول است.

۲.۱. جمع‌بندی پیشینه و ضرورت موضوع پژوهش

با توجه به پیشینه‌ی موضوع، تعدادی از پژوهش‌ها برتری رابطه‌ی دارسی- ویسباخ به هیزن- ویلیامز را گزارش داده‌اند؛ برخی نیز بین دو رابطه‌ی اخیر، رابطه‌یی دیگر برازش داده‌اند. تأثیر تعداد قطره‌چکان‌ها در افت هیدرولیکی نیز به روش‌های اجزاء محدود و آماری نیز بررسی شده است. در پژوهش حاضر، با توجه به فراوانی کاربرد رابطه‌ی هیزن- ویلیامز در طراحی سامانه‌های هیدرولیکی در ایران و دقت نسبتاً پایین آن در مقایسه با رابطه‌های مشابه، رابطه‌ی مذکور را برای لاترال‌های آبیاری واسنجی و تدقیق کرده و رابطه‌یی مستقل از ضریب زبری (C) ارائه داده است.

۲. روش پژوهش

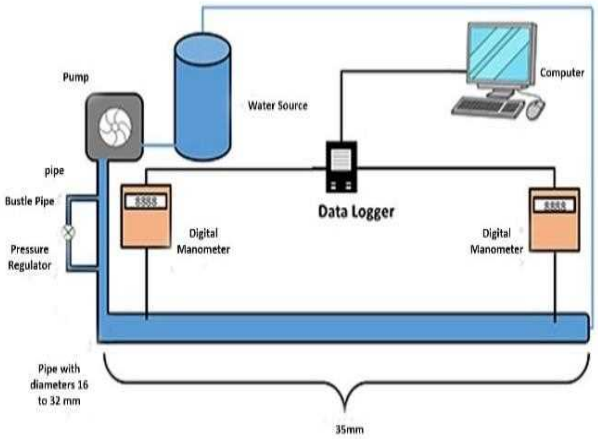
۲.۱. شرح مدل فیزیکی

در پژوهش حاضر، جهت بررسی میزان دقت رابطه‌های محاسبه‌ی ضریب f، افت هیدرولیکی در لوله‌ی پلی‌اتیلن با ۴ قطر ۱۶، ۲۰، ۲۵، و ۳۲ میلی‌متری که در آبیاری قطره‌یی معمولاً به‌عنوان لاترال استفاده می‌شوند، اندازه‌گیری شد. طول مسیر اندازه‌گیری افت در لوله‌ها ۳۵ متر بود، که در ابتدا و انتهای آن فشار به ازاء دبی‌های عبوری مختلف اندازه‌گیری و ثبت شد. محل نصب لوله‌ها کاملاً مسطح و بدون شیب تنظیم شد. برای اندازه‌گیری فشار هیدرولیکی از مانومتر دیجیتالی مدل ۸۲۱۰۰ با دقت ۰/۰۰۴ بار استفاده شد. ثبت اطلاعات توسط Data Logger انجام گرفت و در هر ثانیه، یک رکورد از فشار هیدرولیکی لوله ثبت شد. برای تأمین فشار موردنیاز از پمپ استفاده شد. همچنین، برای تنظیم دبی و فشار، سامانه‌ی By-Pass روی مدل فیزیکی نصب و دبی به‌صورت حجمی اندازه‌گیری شد (شکل ۱).

پس از اندازه‌گیری افت هیدرولیکی به ازاء دبی‌های عبوری مختلف در لوله‌ها، مقدار آن با مقادیر محاسبه‌شده توسط روابط مختلف تعیین ضریب افت f با کمک رابطه‌ی دارسی- ویسباخ و هیزن- ویلیامز بررسی شد. در این مورد، سه روش مودی[۵]، چرچیل[۶] و کلبروک و وایت[۷] پیشنهاد شده است.

مقدار افت هیدرولیکی با استفاده از روابط ذکرشده برآورد و با افت هیدرولیکی اندازه‌گیری‌شده مقایسه شد؛ سپس نسبت مقدار افت هیدرولیکی محاسبه‌شده به مقدار واقعی در هر یک از لوله‌ها به‌دست آمد. پس از ثبت و آماده‌سازی اطلاعات به‌دست‌آمده از مدل فیزیکی، افت هیدرولیکی اندازه‌گیری‌شده با افت محاسبه‌شده با روش‌های مودی، چرچیل، کلبروک و وایت، و هیزن- ویلیامز مقایسه شد.

یکی از پارامترهای مهم در طراحی یک سیستم هیدرولیکی، سرعت جریان سیال در لوله است. از آنجایی که افت هیدرولیکی متناسب با سرعت سیال است، بالابودن سرعت می‌تواند افت هیدرولیکی را افزایش دهد و از سوی دیگر، باعث بروز مشکلاتی از قبیل ضربه‌ی قوچ[۸] شود؛ همچنین، سرعت کم جریان



شکل ۱. شکل شماتیک مدل فیزیکی.

[۱] Pizzo
[۲] Tourasse
[۳] Dini
[۴] Monte Carlo
[۵] Moody
[۶] Churchill
[۷] Colebrook & White
[۸] Water Hammer

در لوله به معنی افزایش قطر لوله است، که باعث افزایش هزینه‌ی اجرایی می‌شود؛ لذا برای رسیدن به حالت بهینه از نظر هیدرولیکی و اقتصادی، در حالت‌های مختلف محدوده‌های سرعت خاصی برای جریان پیشنهاد شده است. معمولاً سرعت مناسب سیال را حدود ۱ الی ۲ متر در ثانیه در نظر می‌گیرند.[۱۴]

۲.۲. روابط محاسبه‌ی افت هیدرولیکی

برای انجام محاسبات، ابتدا به تعیین ضریب افت دارسی (f) در رابطه‌ی دارسی- ویسباخ (مطابق رابطه‌ی ۱) اشاره شده است:[۱۵]

$$h_f = f\,\frac{L}{D}\frac{V^{۲}}{۲g} \qquad (۱)$$

که در آن، V سرعت جریان (m/s)، L طول لوله (m)، D قطر لوله (m)، f ضریب افت دارسی- ویسباخ، و g شتاب گرانش ($m^{۲}/s$) هستند.

کلبروک و وایت (۱۹۳۷)،[۱۸] رابطه‌ی ۲ را برای محاسبه‌ی ضریب f ارائه کرده‌اند:

$$\frac{۱}{\sqrt{F}} = -۲\log\left(\frac{\varepsilon/D}{۳/۷۱} + \frac{۲/۵۲}{R\sqrt{F}}\right) \qquad (۲)$$

که در آن، D قطر لوله (m)، R عدد رینولدز، ε (e) ارتفاع زبری جداره‌ی لوله (m)، و f ضریب افت دارسی-ویسباخ است.

دامنه‌ی کاربرد رابطه‌ی اخیر برای جریان‌هایی با عدد رینولدز بین ۱۰۸ تا۴۰۰۰ وزبری نسبی۰ تا۰/۰۵ است و حالت‌های محدودی از جریان در لوله-های صاف با زبری ε=۰ و جریان کاملاً آشفته را پوشش می‌دهد.

مودی (۱۹۴۴)،[۱۹] برای تعیین ضریب f ، در لوله با قطر داخلی ۱۳ میلی‌متر با جداره‌ی صاف (۰/۵ اینچ) با دبی عبوری ۰/۰۱ الی ۰/۲۰ لیتر در ثانیه، میزان افت هیدرولیکی را اندازه‌گیری کرد. وی دریافت که برای محاسبه‌ی افت در لوله‌هایی با قطر کم، که در آبیاری به عنوان لاترال استفاده می‌شوند، رابطه‌ی دارسی-ویسباخ برآورد بهتری نسبت به روش هیزن- ویلیامز دارد. سپس برای تعیین ضری

ب افت f در لوله‌های صاف این روش را پیشنهاد کرده است:

- در جریان لایه‌یی یا لامینار (رابطه‌ی ۳):

$$f = \frac{۶۴}{R_y} \qquad R_y < ۲۰۰۰ \qquad (۳)$$

- در جریان آشفته (رابطه‌ی ۴):

$$\frac{۱}{\sqrt{f}} = -۰/۸ + ۲LogR_y(f)^{-/۵} \qquad R_y < ۲۰۰۰ \qquad (۴)$$

که در آن، R_y عدد رینولدز، f ضریب افت دارسی- ویسباخ هستند.

چرچیل و یوساگی[۱] (۱۹۷۲)،[۲۰] رابطه‌ی ۵ را به‌دست آوردند:

$$\frac{۱}{\sqrt{F}} = -۲\log\left(\frac{\varepsilon/D}{۳/۷۰} + \left(\frac{۷}{Re}\right)^{-/۹}\right) \qquad (۵)$$

که در آن، D قطر لوله (m)، R_e عدد رینولدز، ε (e) ارتفاع زبری جداره‌ی لوله (m)، و f ضریب افت دارسی-ویسباخ هستند.

چرچیل (۱۹۷۷)،[۲۱] رابطه‌ی تعیین ضریب افت f را مطابق رابطه‌ی ۶ گسترش داد. رابطه‌ی اخیر یک رابطه‌ی کاربردی مناسب بود، که توانایی برآورد افت هیدرولیکی در تمامی محدوده‌ی عدد رینولدز و کلیه‌ی لوله‌ها با جنس-های مختلف را داشت.

$$F_f = ۸\times\left[(۸/R_y)^{۱۲} + ۱/(k_۱ + k_۲)^{۱/۵}\right]^{۱/۱۲}$$

$$K_۱ = \left[۲/۴۵۷Ln\left(\frac{۱}{(۷/R_y)^{-/۹} + ۰/۲۷(e/D)}\right)\right]^{۱۶}$$

$$K_۲ = \left(\frac{۳۷۵۳۰}{R_y}\right)^{۱۶}$$

که در آن، R_y عدد رینولدز و f ضریب افت دارسی- ویسباخ هستند.

معادله‌ی دیگری که در نوشتارحاضر برای محاسبه‌ی افت طولی استفاده شده است، معادله‌ی هیزن- ویلیامز است (مطابق رابطه‌ی ۷):

$$h_f = K\,\frac{L}{D^{۴/۸۵۶}}\left(\frac{Q}{C}\right)^{۱/۸۵} \qquad (۷)$$

که در آن، K ضریب تبدیل واحد، Q دبی ($m^{۳}/s$)، L طول لوله (m)، D قطر لوله (m)، و C ضریب افت هیزن- ویلیامز هستند.

۳. نتایج

در طی آزمایش با مدل فیزیکی، با تنظیم دبی عبوری سعی شده است تا محدوده‌ی سرعت جریان به گونه‌یی باشد که محدوده‌ی سرعت مجاز را شامل شود. در جدول ۱، محدوده‌ی سرعت و عدد رینولدز در مدل فیزیکی با لوله‌های مختلف ارائه شده است.

جدول ۱. کمینه و بیشینه‌ی سرعت جریان و عدد رینولدز در مدل فیزیکی.

قطر اسمی لوله	قطر داخلی لوله (mm)	تعداد ثبت داده	کمینه‌ی سرعت (m/s)	بیشینه‌ی سرعت (m/s)	کمینه‌ی عدد رینولدز	بیشینه‌ی عدد رینولدز
۱۶	۱۲/۸	۲۲	۰/۰۶۰	۲/۶۷۴	۷۰۶	۳۱۴۷۹
۲۰	۱۶/۲	۱۵	۰/۰۸۴	۳/۵۷۲	۱۲۴۵	۵۳۲۱۲
۲۵	۲۰/۴	۱۴	۰/۲۴۴	۴/۳۵۵	۴۵۵۰	۸۱۲۹۵
۳۲	۲۸/۴	۱۱	۰/۰۶۸	۲/۱۰۶	۱۷۷۱	۵۵۰۱۵

[۱] Churchill & Usagi

جدول۲. کمینه و بیشینه‌ی نسبت افت محاسباتی به مشاهداتی.

قطر اسمی لوله	نسبت افت محاسباتی به مشاهداتی با روش‌های مختلف							
	مودی		کلبروک و وایت		چرچیل		هیزن-ویلیامز	
	کمینه	بیشینه	کمینه	بیشینه	کمینه	بیشینه	کمینه	بیشینه
۱۶	۰/۵۶۸	۱/۲۶۵	۰/۴۵۰	۱/۳۶	۰/۵۶۸	۱/۳۹۹	۰/۲۴۵	۱/۱۹۸
۲۰	۰/۷۹۱	۱/۰۸۶	۰/۹۰	۱/۱۷۸	۰/۷۹۱	۱/۰۸۰	۰/۵۵۲	۱/۰۶۸
۲۵	۰/۹۷۰	۱/۳۳۸	۱/۳۶	۱/۵۲	۰/۹۶۸	۱/۳۵۱	۰/۸۸۳	۱/۳۶۸
۳۲	۰/۳۷۲	۱/۰۱۵	۰/۰۲	۱/۰۵۵	۰/۲۶۱	۱/۰۱۳	۰/۲۴۳	۰/۹۷۰

افت هیدرولیکی مشاهداتی در مدل فیزیکی، با افت هیدرولیکی محاسباتی با رابطه‌های هیزن- ویلیامز و دارسی- ویسباخ با سه روش پیشنهادی مقایسه شده است؛ سپس نسبت افت هیدرولیکی محاسباتی به مشاهداتی به‌دست آمد، که نتایج آن در شکل‌های ۲ الی ۵ مشاهده می‌شود. کمینه و بیشینه‌ی نسبت افت محاسباتی به مشاهداتی در جدول ۲ ارائه شده است.

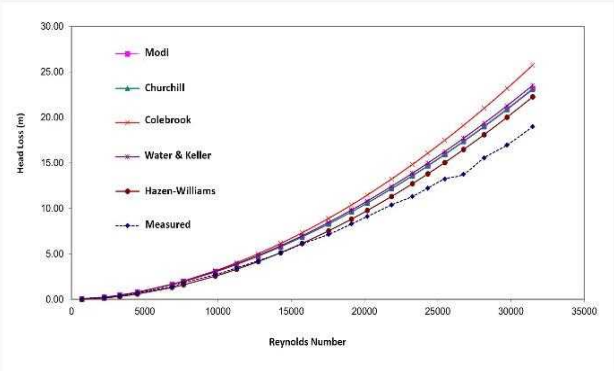
براساس اطلاعات به‌دست‌آمده از مدل، مقایسه‌ی درصد اختلاف افت محاسباتی به مشاهداتی در نمودارهای شکل‌های ۶ الی ۹ مشاهده می‌شود.

برای انتخاب روش محاسبه‌ی مناسب، جذر میانگین مربعات خطای افت هیدرولیکی محاسباتی و مشاهداتی در مدل محاسبه و در جدول ۳ ارائه شده است.

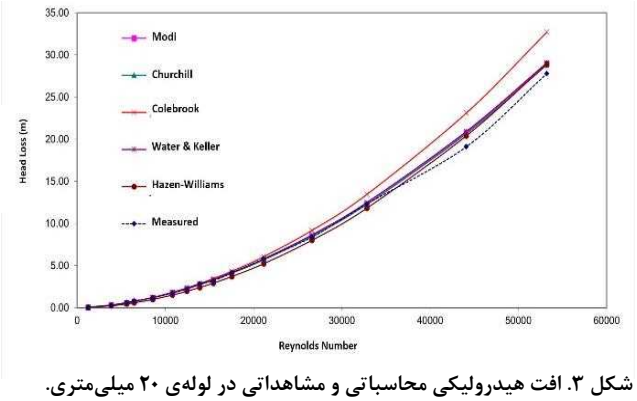
اختلاف بین جذر میانگین مربعات خطا ناشی از تعداد ثبت اطلاعات و محدوده‌ی سرعت جریان آب در هر مدل است. به‌عنوان مثال، با توجه به جدول ۱، در لوله‌ی ۲۵ میلی‌متری، بیشینه‌ی سرعت جریان به ۴/۳۵۵ متر در ثانیه رسیده است، در نتیجه جهت انتخاب حالت کاربردی، جذر میانگین مربعات خطا در حالتی که سرعت جریان آب در لوله در محدوده‌ی ۱ الی ۲ متر در ثانیه بوده است، محاسبه و در جدول ۴ ارائه شده است.

در حین بررسی داده‌ها و محاسبه‌ی افت با روش‌های مختلف دارسی- ویسباخ، نکته‌ی جالبی مشاهده شده است. نمودار ضریب افت f در روش چرچیل با افزایش عدد رینولدز برخلاف سایر روش‌ها، سیر ثابتی نداشته است. مثلاً در لوله‌ی ۱۶ میلی‌متری با افزایش عدد رینولدز تا عدد ۲۲۰۰، سیر نزولی و از ۲۲۰۰ تا ۳۱۵۸، حالت صعودی و پس از آن مانند سایر روش‌های محاسبه‌ی ضریب افت، سیر نزولی داشته است (شکل ۱۰). علت این امر می‌تواند ماهیت تابع ریاضی روش دارسی- ویسباخ باشد. تغییر قطر لوله در مکان کمینه و بیشینه‌ی نمودار تغییر جزئی دارد. یعنی با تغییر قطر لوله، عددهای ذکرشده برای نقاط بحرانی نمودار تغییر جزئی می‌کنند. لذا پیشنهاد می‌شود رابطه‌ی دارسی- ویسباخ در جریان‌هایی با عدد رینولدز کمتر از ۳۲۰۰ استفاده نشود.

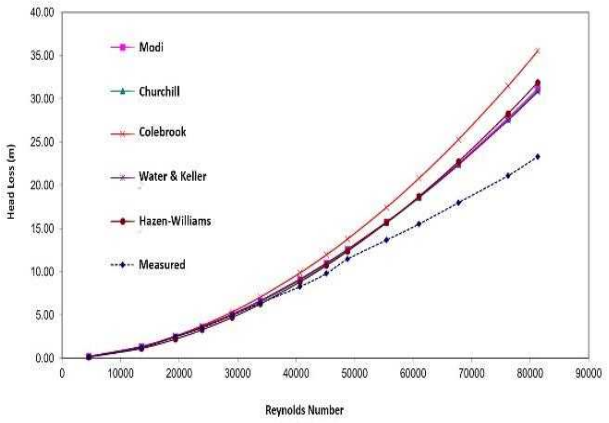
با توجه به جدول ۳، روش هیزن- ویلیامز و کلبروک- وایت، بیشترین خطا را نسبت به سایر روش‌ها در مقایسه با داده‌های مشاهداتی داشته‌اند. باید توجه داشت که روش هیزن- ویلیامز برخلاف سایر روش‌ها، مستقل از ضریب افت هیدرولیکی دارسی- ویسباخ است. در جدول ۴، نیز میزان خطا در روش‌های متفاوت در محدوده‌ی سرعت جریان بین ۱ تا ۲ متر ارائه شده است، که روندی مشابه با جدول ۳ را نشان می‌دهد؛ به‌طوری که روش هیزن- ویلیامز و روش



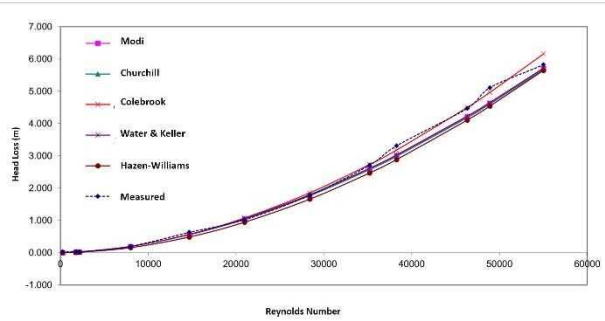
شکل ۲. افت هیدرولیکی محاسباتی و مشاهداتی در لوله‌ی ۱۶ میلی متری.



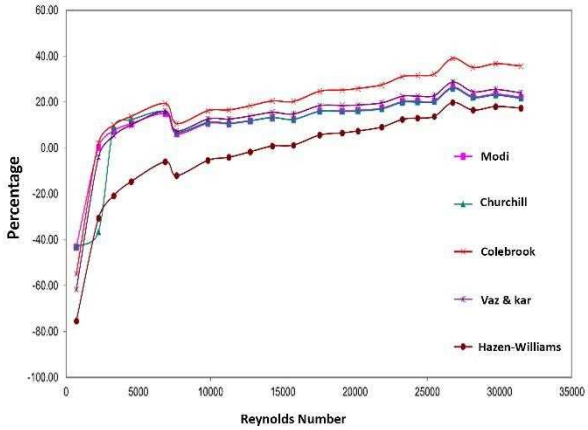
شکل ۳. افت هیدرولیکی محاسباتی و مشاهداتی در لوله‌ی ۲۰ میلی‌متری.



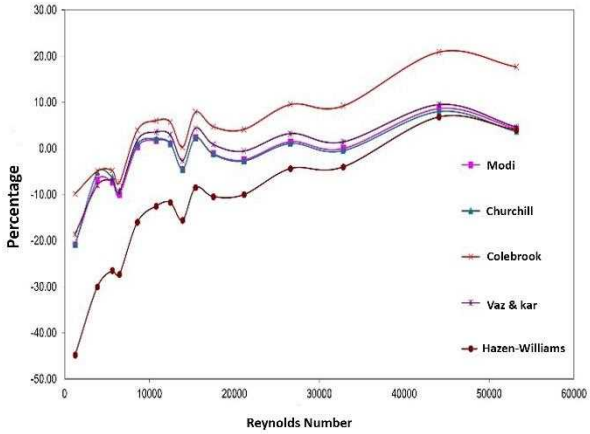
شکل ۴. افت هیدرولیکی محاسباتی و مشاهداتی در لوله‌ی ۲۵ میلی متری.



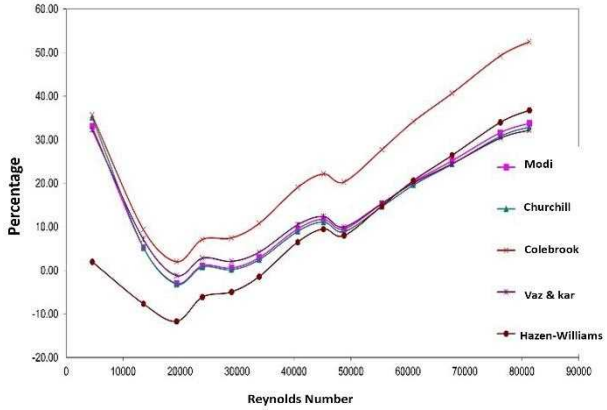
شکل ۵. افت هیدرولیکی محاسباتی و مشاهداتی لوله‌ی ۳۲ میلی متری.



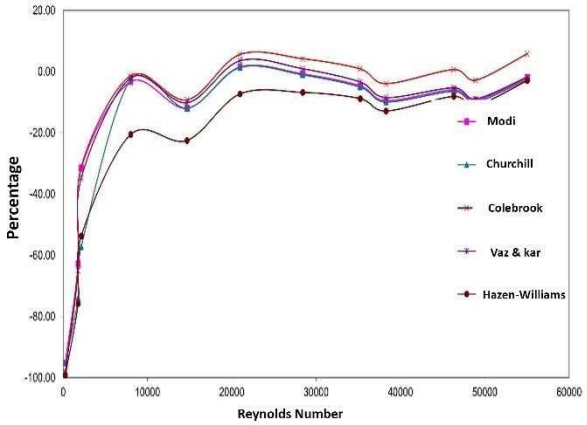
شکل ۶. درصد اختلاف افت محاسباتی به مشاهداتی در لوله‌ی ۱۶ میلی متری.



شکل ۷. درصد اختلاف افت فشار محاسباتی به مشاهداتی در لوله‌ی ۲۰ میلی متری.



شکل ۸. درصد اختلاف افت محاسباتی به مشاهداتی در لوله‌ی ۲۵ میلی متری.



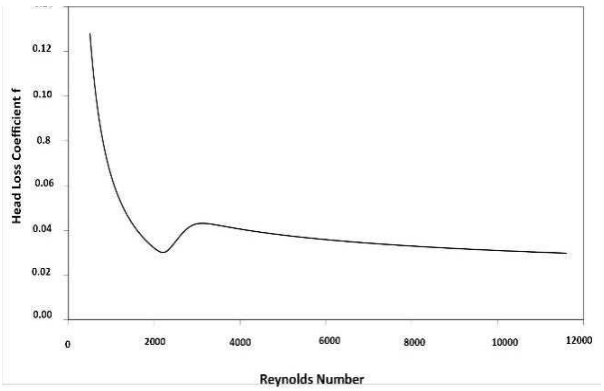
شکل ۹. درصد اختلاف افت محاسباتی به مشاهداتی در لوله‌ی ۳۲ میلی متری.

جدول ۳. جذر میانگین مربعات خطای افت فشار محاسباتی و مشاهداتی نرمال‌شده در مدل فیزیکی.

قطر اسمی لوله	جذر میانگین مربعات خطا			
	هیزن- ویلیامز	چرچیل	کلبروک و وایت	مودی
۱۶	۰/۱۲۰۷	۰/۰۵۴۳	۰/۰۷۶۲	۰/۰۷۴۶
۲۰	۰/۳۴۷	۰/۳۰۶	۰/۳۱۵	۰/۳۱۰
۲۵	۰/۴۸۳	۰/۴۲۷	۰/۴۵۴	۰/۴۳۰
۳۲	۰/۴۷۷	۰/۴۳۸	۰/۴۵۹	۰/۴۳۷

جدول۴. جذر میانگین مربعات خطای افت فشار محاسباتی و مشاهداتی نرمال‌شده در محدوده‌ی سرعت ۱ الی ۲ متر در ثانیه.

قطر اسمی لوله	جذر میانگین مربعات خطا			
	هیزن- ویلیامز	چرچیل	کلبروک و وایت	مودی
۱۶	۰/۰۹۱	۰/۰۳۲	۰/۰۵۸۶	۰/۰۵۴
۲۰	۰/۲۴۷	۰/۲۱۵	۰/۲۲۷	۰/۲۲۱
۲۵	۰/۱۷۳	۰/۱۴۹	۰/۱۵۹	۰/۱۵۳
۳۲	۰/۶۷۰	۰/۶۱۱	۰/۶۲۰	۰/۶۰۷



شکل ۱۰. نمودار ضریب افت f محاسبه‌شده با روش چرچیل.

کلبروک- وایت بیشترین اختلاف را با داده‌های افت هیدرولیکی مشاهداتی دارند.

۱.۳. ارائه‌ی رابطه‌ی مناسب تعیین افت هیدرولیکی در لاترال

پس از مقایسه‌ی نتایج به‌دست‌آمده از آزمایش‌های تعیین افت هیدرولیکی در لوله‌های مختلف، رابطه‌یی مناسب برای برآورد افت هیدرولیکی به‌دست آمد. برای این کار از نرم‌افزار DataFit ۱/۸ استفاده شد.

اطلاعات ورودی توسط ۲۹۸ مدل ریاضی مختلف ارزیابی شدند. پس از مشاهده‌ی مدل‌های مختلف، مدلی که آسان‌ترین کاربرد و حالت متعارف را داشت، انتخاب شد، که شباهت زیادی به رابطه‌ی هیزن- ویلیامز داشت. با این تفاوت که مستقل از ضریب C بوده و دقت بیشتری داشته و با تغییر سرعت یا عدد رینولدز جریان در لوله نسبت افت هیدرولیکی مشاهداتی به محاسباتی در حدود ۱ بوده است. از آنجایی که فن‌آوری تولید لوله‌های پلی‌اتیلن تقریباً ثابت است، می‌توان گفت که در صورت رعایت استانداردهای تولید و کنترل کیفیت، زبری داخل لوله‌ها یا به تعبیری ضریب C در آن‌ها یکسان خواهد بود. برای اجرای برنامه، دو حالت مختلف در نظر گرفته شد. در مرحله‌ی اول، برای هر قطر از لوله، رابطه‌یی بین دبی و افت هیدرولیکی مشاهداتی به‌دست آمد، که براساس رابطه‌ی ۷ تعریف شده است. پس از به‌دست‌آوردن روابط ۸ الی ۱۱، نمودارهای افت هیدرولیکی مشاهداتی و محاسباتی توسط آن‌ها به ازاء واحد طول لوله در شکل‌های ۱۱ الی ۱۵ مشاهده می‌شوند:

- در لوله‌ی ۱۶ میلی‌متری کلاس A با قطر داخلی ۱۲/۸ میلی‌متر (مطابق رابطه‌ی ۸):

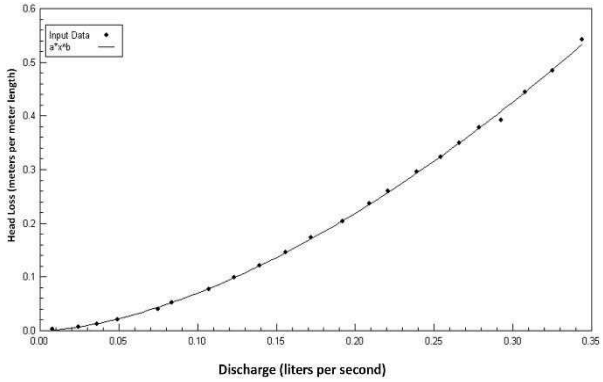
$$h_f = ۳/۰۸۵۴ \times L \times Q^{۱/۶۴۴۷} \qquad R^۲ = ۰/۹۹۹۳ \qquad (۸)$$

- در لوله‌ی ۲۰ میلی‌متری کلاس ۱۰ بار با قطر داخلی ۱۶/۲ میلی‌متر (مطابق رابطه‌ی ۹):

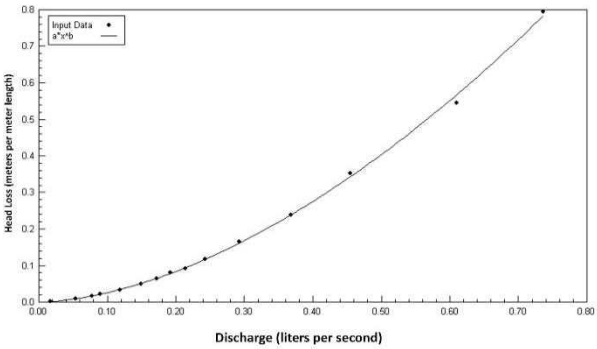
$$h_f = ۱/۳۲۳۹ \times L \times Q^{۱/۷۱۴۱} \qquad R^۲ = ۰/۹۹۸۹ \qquad (۹)$$

- در لوله‌ی ۲۵ میلی‌متری کلاس ۱۰ بار با قطر داخلی ۲۰/۴ میلی‌متر (مطابق رابطه‌ی ۱۰):

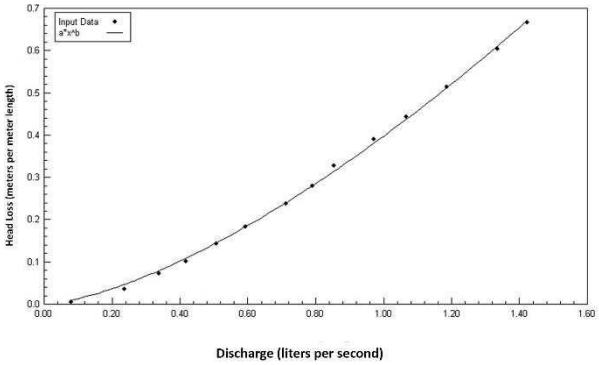
$$h_f = ۰/۳۹۷۴ \times L \times Q^{۱/۴۸۵۲} \qquad R^۲ = ۰/۹۹۸۷ \qquad (۱۰)$$



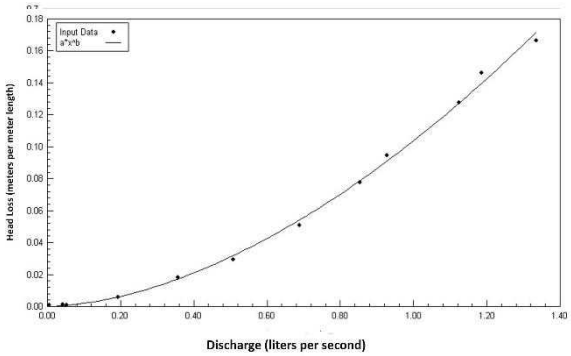
شکل ۱۱. برازش بین افت هیدرولیکی مشاهداتی و محاسباتی توسط رابطه‌ی ۸ برای لوله‌ی ۱۶ میلی‌متری.



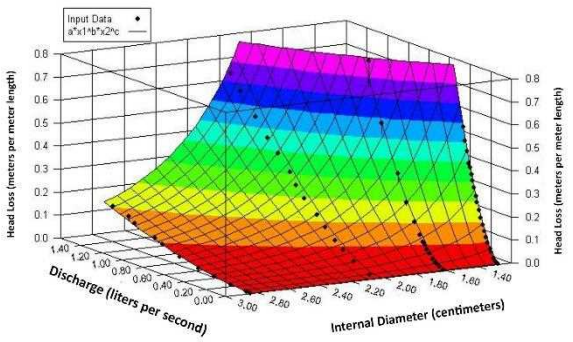
شکل ۱۲. برازش بین افت هیدرولیکی مشاهداتی و محاسباتی توسط رابطه‌ی ۹ برای لوله‌ی ۲۰ میلی‌متری.



شکل ۱۳. برازش بین افت هیدرولیکی مشاهداتی و محاسباتی توسط رابطه‌ی ۱۰ برای لوله‌ی ۲۵ میلی‌متری.



شکل ۱۴. برازش بین افت هیدرولیکی مشاهداتی و محاسباتی توسط رابطه‌ی ۱۱ برای لوله‌ی ۳۲ میلی‌متری.



شکل ۱۵. برازش بین افت هیدرولیکی مشاهداتی و محاسباتی توسط رابطه‌ی ۱۳ برای لوله های ۱۶ تا ۳۲ میلی‌متری.

- در لوله‌ی ۳۲ میلی‌متری کلاس ۶ بار با قطر داخلی ۲۸/۴ میلی‌متر (مطابق رابطه‌ی ۱۱):

$$h_f = ۰/۱۰۳۷ \times L \times Q^{۱/۷۴۴} \qquad (۱۱)$$
$$R^۲ = ۰/۹۹۷۳$$

که در آن، Q دبی بر حسب لیتر در ثانیه، D قطر داخلی لوله بر حسب سانتی‌متر، و L طول لوله بر حسب متر است.

در مرحله‌ی دوم، برای لوله‌های ۱۶ الی ۳۲ میلی‌متری، رابطه‌یی بین دبی و قطر داخلی لوله با افت هیدرولیکی براساس رابطه‌ی ۱۲ به‌دست آمد:

$$h_f = f \quad Q, D \qquad (۱۲)$$

که در لوله‌های ۱۶ تا ۳۲ میلی‌متری، رابطه‌ی بین دبی و افت هیدرولیکی مشاهداتی مطابق رابطه‌ی ۱۳ بودند:

$$h_f = ۸/۸۱۱۳ \times L \times \frac{Q^{۱/۶۰۵۸}}{D^{۴/۳۱۳۶}} \qquad (۱۳)$$
$$R^۲ = ۰/۹۸۷۶$$

از آنجایی که لاترال‌های آبیاری قطره‌یی عموماً قطری بین ۱۶ الی ۳۲ میلی‌متر دارند، آزمایش‌ها و رابطه‌ی ۱۳ به‌دست‌آمده، فقط برای برآورد افت هیدرولیکی در لوله‌ی پلی‌اتیلن با قطر ۱۶ الی ۳۲ میلی‌متر توصیه می‌شود. براساس تجزیه و تحلیل اطلاعات به‌دست‌آمده از آزمایش‌های انجام‌شده، برای بالابردن دقت برآورد پیشنهاد می‌شود روابط اخیر در جریان‌هایی با عدد رینولدز بیش از ۲۰۰۰ استفاده شوند.

در محدوده‌ی عدد رینولدز کمتر از ۲۰۰۰، ضرایب افت f به ازاء ضرایب زبری متفاوت، منحنی‌ها در ازاء مقادیر مختلف ε/D بر هم منطبق هستند. در روابط به‌دست‌آمده اختلاف بین افت محاسباتی و مشاهداتی در محدوده‌ی عدد رینولدز کمتر از ۲۰۰۰، در حد چند سانتی‌متر ستون آب است؛ این دقت می‌تواند قابل قبول باشد، اما به‌دلیل درصد اختلاف نسبتاً زیاد، توصیه می‌شود برای دست‌یابی به دقت برآورد مناسب در محدوده‌ی موردنظر استفاده نشود. مطالعه‌ی حاضر، بر روی لوله‌های پلی‌اتیلن با قطرهای بسیار کوچک، یعنی ۳۲ میلی‌متر، ۲۵ میلی‌متر، ۲۰ میلی‌متر، و ۱۶ میلی‌متر متمرکز شده است. دقیق‌ترین واسنجی معادله‌ی هیزن- ویلیامز برای لوله‌ی ۱۶ میلی‌متری ($R^۲$ =۰/۹۹۹۳) و به دنبال آن لوله‌ی ۲۰ میلی‌متری ($R^۲$ =۰/۹۹۸۹)، لوله‌ی ۲۵ میلی‌متری ($R^۲$ =۰/۹۹۸۷)، و لوله‌ی ۳۲ میلی‌متری ($R^۲$ =۰/۹۹۸۳)) مشاهده شد. در مقابل، میراندا[۱] و همکاران (۲۰۱۹)،[۲۲] که معادله‌ی هیزن- ویلیامز را برای لوله‌های PVC با قطر بزرگ‌تر از ۵ سانتی‌متر واسنجی کرده‌اند، از لحاظ دقت واسنجی به نتیجه‌ی متفاوتی رسیدند. به‌عنوان مثال، بزرگ‌ترین میانگین خطای مطلق (MAE) برای کوچک‌ترین لوله، یعنی لوله با قطر ۰/۰۵۰۸ متر مساوی ۰/۰۰۲۹۹ بوده است؛ و به دنبال آن برای لوله با قطر ۰/۰۷۶۲ متر (MAE=۰/۰۰۰۴۳)، لوله با قطر ۰/۱۰۱۶ متر (MAE=۰/۰)، و لوله با قطر ۰/۱۲ متر (MAE=۰/۰۰۰۱) مشاهده شد. تفاوت در جنس لوله‌ی بررسی‌شده در دو مطالعه (پی‌وی‌سی و پلی‌اتیلن) می‌تواند باعث تولید نتیجه‌ی متضاد شده باشد. یکی دیگر از عوامل مؤثر در زبری، جریان لایه‌ی مرزی است،[۲۳] اما طول لوله توسط میراندا و همکاران (۲۰۱۹)،[۲۰] اعلام نشده است؛ بنابراین، امکان مقایسه‌ی مستقیم در مورد اثر لایه‌ی مرزی در دو مطالعه وجود ندارد. مطالعه‌ی حاضر به‌طورکامل زبری و قطر را در معادلات واسنجی‌شده حذف کرد (روابط ۸ تا ۱۱)، در حالی که در معادلات واسنجی‌شده توسط میراندا و همکاران (۲۰۱۹)،[۲۰] هنوز پارامتر قطر مشاهده می‌شود، که این خود باعث می‌شود واسنجی آن‌ها با واسنجی انجام‌شده در مطالعه‌ی حاضر ناسازگارتر باشد. پیشنهاد می‌شود در پژوهش‌های آینده، حساسیت افت هیدرولیکی نسبت به متغیرهای ورودی، مانند ضریب افت دارسی- ویسباخ، عدد رینولدز، قطر لوله، زبری نسبی، و ... تحلیل و در تفسیر روند تغییرات افت هیدرولیکی و همچنین اختلاف روش‌ها در محاسبه‌ی افت هیدرولیکی استفاده شود.

۴. نتیجه‌گیری

براساس نتایج پژوهش حاضر، میزان افت هیدرولیکی محاسبه‌شده با روش‌های مختلف با یکدیگر تا حدودی اختلاف دارند. در لوله‌های ۱۶، ۲۰، و ۲۵ میلی‌متری با افزایش سرعت بیش از حد پیشنهادشده (حدود ۲ متر در ثانیه) و عدد رینولدز، افت هیدرولیکی محاسبه‌شده بیشتر از افت اندازه‌گیری‌شده است (شکل‌های ۱ الی ۳). همچنین میزان اختلاف بین افت محاسباتی و مشاهداتی افزایش یافته است (شکل‌های ۵ الی ۷). در لوله‌ی ۳۲ میلی‌متری با توجه به شرایط و امکانات آزمایش، بیشینه‌ی سرعت جریان ۲/۱۰۶ متر در ثانیه بوده است (شکل ۴)، که در آن میزان افت مشاهداتی از افت محاسباتی بیشتر بوده است.

براساس جدول ۳، مقدار جذر میانگین مربعات خطا در لوله‌ی ۱۶ میلی‌متری با رابطه‌ی هیزن- ویلیامز در لوله‌ی ۲۰ و ۲۵ میلی‌متری با رابطه‌ی چرچیل و در لوله‌ی ۳۲ میلی‌متری با رابطه‌ی کلبروک و وایت از بقیه کمتر بوده است، اما در محدوده‌ی سرعت جریان ۱ الی ۲ متر در ثانیه براساس جدول ۴، مقدار جذر میانگین مربعات خطا در لوله‌های ۱۶ و ۲۵ میلی‌متری با رابطه‌ی هیزن- ویلیامز، در لوله‌ی ۲۰ میلی‌متری با رابطه‌ی مودی، و در لوله‌ی ۳۲ میلی‌متری با رابطه‌ی کلبروک و وایت از بقیه کمتر بوده است.

درنهایت، در لوله‌های ۱۶ و ۲۵ میلی‌متری با توجه به جدول ۴ توصیه می‌شود از رابطه‌ی هیزن- ویلیامز استفاده شود. با توجه به مشکلات محاسبه‌ی ضریب افت f، می‌توان با تصحیح رابطه‌ی ساده و کاربردی هیزن- ویلیامز، دقت رابطه‌ی اخیر را بالاتر برد و از آن استفاده کرد. این کار برای لوله‌های ۱۶ تا ۳۲ میلی‌متری انجام شده است.

تقدیر و تشکر

بدین وسیله از دانشگاه تهران و مؤسسه‌ی تحقیقات فنی و مهندسی کشاورزی که پژوهش حاضر با پشتیبانی آن‌ها انجام شده است، تشکر می‌شود.

[۱] Miranda

References - منابع

1. Afshar, M. and Sotoodeh, M. H., 2006. Application of nonlinear programming methods to the optimal design of sewer networks. *Sharif Journal of Civil Engineering*, *22*(35), pp. 3-11. [In Persian].
2. R. Daneshfaraz, R., Sadeqfam, R. and M. Majedi-Asl, M., 2011. The effect of non-linear terms on the process of computing water hammer with regard to friction coefficient for different cast iron pipe. *International Journal of Engineering & Applied Sciences* (IJEAS), *3*(3), pp. 15-22.
3. Shamloo, H., Mousavi Fard, S. M. and Haghighi, A., 2013. Investigation of unsteady effects of frictio n loss an d transient flow using 1d energy relations. *Sharif Journal of Civil Engineering*, *Volume 29-2*(1), pp. 149-157 [In Persian].
4. Daneshfaraz, R., Rezazadeh joudi, A. and Abraham, J., 2017. Numerical investigation on the effect of sudden contraction on flow behavior in a 90-degree bend. *KSCE Journal of Civil Engineering*, *22*(2), pp. 603-612. doi: 10.1007/s12205-017-1313-3.
5. Hassan, A., 2017. Design of sprinkler irrigation tapered main line by linear programming. *Misr Journal of Agricultural Engineering*, *34*(3), pp. 1335-1350. doi: 10.21608/mjae.2017.97468.
6. Tas, E. and Ağıralioğlu, N., 2018. Comparison of friction losses in long polyethylene pipe systems using different formulas. *International Symposium on Urban Water and Wastewater Management*, pp. 602-609.
7. Monge-Freile, M., Sánchez-Delgado, M., Huanca-Velarde, L. and Moreno-Llacza, A., 2019. Bamboo (Guadua angustifolia spp.) as a conduction alternative for a multi floodgates irrigation system. *Lima, Perú. Anales Científicos*, *80*(1), pp. 240-252. doi: 10.21704/ac.v80i1.1391.
8. Tabesh, M. and Kazemi Soochelmaei, M., 2018. Studying the effect of factors influencing the change in hazen-williams roughness coefficient of cast iron pipes during operation period. *Journal of Water and Wastewater Science and Engineering*, *3*(2), pp. 23-34. [In Persian]. doi: 10.22112/jwwse.2018.129924.1089.
9. Jamil, R. and Mujeebu, M. A., 2019. Empirical relation between Hazen-Williams and Darcy-Weisbach equations for cold and hot water flow in plastic pipes. *Imam, Saudi Arabia. WATER*, *108*(6), pp. 104-114.
10. Wang, J. and Chen, R., 2020. An improved finite element model for the hydraulic analysis of drip irrigation subunits considering local emitter head loss. *Irrigation Science*, *38*(2), pp. 147-162. doi: 10.1007/s00271-019-00656-0.
11. González-Quirino, J. G., Fortis-Hernández, M., Preciado-Rangel, P., Yescas-Coronado, P., Barrios-Díaz, J. M. and Reyes-González, A., 2021. Deterministic equation for hydraulic system design multiple outlet irrigation. *Revista Mexicana de Ciencias Agrícolas*, *12*(5), pp. 777-789. doi: 10.29312/remexca.v12i5.2986.
12. Achour, B. and Amara, L., 2020. Theoretical considerations on flow regime dependency of the Hazen-Williams coefficient. *LARHYSS Journal*, *9728*(42), pp. 53-62.
13. Pizzo, H. D. S., Dantas, C. A. S. and Ribeiro, C. B. M., 2022. Fitting Hazen-Williams Roughness Coefficient to the Head Loss Obtained by Darcy-Weisbach Equation in PVC Pipes. *Advance Researches in Civil Engineering*, *4*(1), pp. 1-14. doi: 10.30469/arce.2022.150292.
14. Tourasse, E., 1986. Explicit equation for coefficient of friction and duct calculation. *Eng. Sanit*, *25*(2), pp. 177-178.
15. Dini, M., Abbaspoor, G. and Saghebian, S. A., 2023. Calibration of water distribution networks by considering the uncertainty of nodal pressure. *Journal of Water and Wastewater Science and Engineering*, *8*(3), pp. 13-24. [In Persian]. doi: 10.22112/jwwse.2023.350090.1320.
16. Keller, J. and Bliesner, R. D., 1990. Trickle irrigation planning factors. *Springer US*, pp. 453-477. doi: 10.1007/978-1-4757-1425-8_19.
17. Manning, F. S. and Thompson, R. E., 1995. Oilfield processing of petroleum: Crude oil (Vol. 2). *Pennwell books*, pp. 183-185. doi: 10.1016/j.energy.2005.10.009.
18. Colebrook, C. F. and White, C. M., 1937. Experiments with fluid friction in roughened pipes. *Proceedings of The Royal Society of London. Series a, Mathematical and Physical Sciences*, pp. 367-381. doi: 10.1098/rspa.1937.0150.
19. Moody, L. F., 1944. Friction factors for pipe flow. *Trans. Asme*, *66*(8), pp. 671-684. doi: 10.1115/1.4018140.
20. Churchilll, S. W. and Usagi, R., 1972. A general expression for the correlation of rates of transfer and other phenomena. *AIChE Journal*, *18*(6), pp. 1121-1128. doi: 10.1002/aic.690180606.
21. Churchilll, S. W., 1977. Friction-factor equation spans all fluid-flow regimes. *Chemical Engineering*, *84*(24), pp. 91-92.
22. Miranda, E. P., Custodio, T. B. D. S., DE LIMA, F. U., Pereira, T. A. and Bicudo, A. L. R., 2019. Adjustment of the hazen-willians equation for determination of continuous pressure drop in PVC pipe. *IRRIGA*, *16*(2), pp. 94-100. doi: 10.15809/irriga.2019v1n1p94-100.
23. Lu, Y., Liu, H., Liu, Z. and Yan, C., 2020. Investigation and parameterization of transition shielding in roughness-disturbed boundary layer with direct numerical simulations. *Physics of Fluids*, *32*(7), pp. 251-260. doi: 10.1063/5.0012464.

مهندسی عمران شریف، (پاییز ۱۴۰۳)
دوره‌ی ۴۰، شماره‌ی ۲، صص. ۱۲-۲۲، (پژوهشی)

Original Article

ارزیابی روش تعادل مومنتم در تعیین تنش برشی آبراهه‌های سیلاب‌دشتی پیچانی

وحیده مرتضوی امیری (دانشجوی دکتری)
کاظم اسماعیلی* (دانشیار)
گروه علوم و مهندسی آب، دانشگاه فردوسی مشهد.

با توجه به ماهیت سه‌بُعدی و پیچیده‌ی جریان در آبراهه‌های سیلاب دشتی پیچانی و به‌ویژه براساس نقش مؤثر جریان‌های ثانویه و انتقال مومنتم در قوس‌ها، محاسبه‌ی پارامتر تنش برشی توسط روش‌های ارائه‌شده برای کانال‌های مستقیم با چالش‌هایی مواجه است. روش تعادل مومنتم، که براساس حل معادله‌ی تعادل مومنتم برای نقاط جریان کار می‌کند، می‌تواند در تعیین پارامتر تنش برشی در کانال‌های پیچانی استفاده شود. در یک مدل فیزیکی، شامل یک آبراهه‌ی آزمایشگاهی مستطیلی، مجرای پیچانی همراه با دو سیلاب-دشت، تنش برشی در طول جریان با استفاده از روش تعادل مومنتم محاسبه و نتایج با روش توزیع لگاریتمی سرعت و تنش برشی رینولدز مقایسه شد. مقادیر بیشینه‌ی تنش برشی نسبی در روش‌های MBM، RSM، و LLM به‌ترتیب ۵/۴۳ و ۷/۲۴ در مقطع چهارم و ۶/۰۵ در مقطع اول بوده است. باتوجه به بررسی نتایج، روش MBM می‌تواند به‌عنوان روشی کاربردی در ارزیابی مقادیر تنش برشی در پیچان‌رودها معرفی شود.

واژگان کلیدی: انتقال مومنتم، تنش برشی رینولدز، RSM، MBM، کانال پیچانی سیلاب‌دشتی.

v.mortazavi@mail.um.ac.ir
esmaili@um.ac.ir

۱. مقدمه

یکی از مهم‌ترین مشخصه‌های جریان در کانال‌های باز، توزیع تنش برشی است. در کانال‌های مرکب، به‌علت اختلاف سرعت میان کانال اصلی و سیلاب‌دشت‌ها، پدیده‌ی انتقال مومنتم شکل می‌گیرد، که به‌همراه جریان‌های ثانویه می‌تواند در توزیع تنش برشی و موقعیت اعمال مقادیر بیشینه‌ی آن در آبراهه‌های مذکور در این مقطع‌ها، تنش برشی تحت تأثیر عوامل مختلف، بسیار تأثیرگذار باشد. مانند: جریان ثانویه، انتقال مومنتم، هندسه‌ی مقطع، عمق نسبی، و هم‌زمان تأثیر-مجاری روباز، پذیری این عوامل از یکدیگر است. یکی از پیچیده‌ترین جریان‌ها در جریان آشفته در کانال‌های سیلاب دشتی پیچانی است (سوگیاما[۱]، ۲۰۰۶).[۱] در کانال‌های باز، علاوه‌بر نیروی گریز از مرکز، تنش برشی عرضی بین جریان مقطع اصلی و دشت‌های سیلابی نیز مهم است و قدرت جریان ثانویه را تشدید می‌کند. این مکانیزم، افت انرژی را افزایش و دبی جریان را کاهش می‌دهد (ظهیری، در واقع، در چنین جریان‌هایی، افزایش تنش برشی ناشی از ترکیب جریان عمقی و جریان ثانویه است (لیاقت و همکاران، ۲۰۲۰).[۳] تبادل مومنتم زیادی که بین جریان سریع‌تر در کانال اصلی و جریان آرام‌تر در سیلاب‌دشت در کانال‌های باز اتفاق می‌افتد، موجب تولید لایه‌ی برشی عرضی بین دو نوع جریان در حد فاصل مجرای اصلی و سیلاب‌دشت می‌شود. انتقال مومنتم فقط به‌دلیل آشفتگی بستر اتفاق نمی‌افتد، بلکه آشفتگی ناشی از تنش برشی سطح آزاد و جریان‌های ثانویه هم مؤثر هستند. ساختار آشفتگی در لایه‌های برشی عرضی بسیار پیچیده است (نایت و شیونو[۲]، ۱۹۹۰).[۴] تعیین تنش برشی در رودخانه‌ها می‌تواند محل سلول‌های جریان ثانویه و نقاط مستعد فرسایش و رسوب را آشکار کند (شکری و مهدی‌پور، ۲۰۲۱).[۵]

در دهه‌های اخیر، مطالعات فراوانی برای تعیین تنش برشی در کانال‌های مستقیم و مرکب (نایت و شیونو ۱۹۹۰، ژو و ژولین[۳]، ۲۰۰۵،[۶] ینگ[۴] و همکاران، ۲۰۰۷،[۷] استرلینگ[۵] و همکاران، ۲۰۰۸،[۸] اورسیک، ۲۰۱۲،[۹])

*نویسنده مسئول
تاریخ‌دریافت: ۱۴۰۲/۰۶/۱۲، تاریخ‌اصلاحیه: ۱۴۰۲/۰۸/۰۱، تاریخ‌پذیرش: ۱۴۰۲/۰۹/۰۵.

استناد به این مقاله:
مرتضوی امیری، وحیده و اسماعیلی، کاظم، ۱۴۰۳. ارزیابی روش تعادل مومنتم در تعیین تنش برشی آبراهه‌های سیلابی دشتی پیچانی. مهندسی عمران شریف، ۴۰(۳)، صص.۱۲-۲۲. DOI:10.24200/j30.2023.62710.3239.

[۱] Sugiyama
[۲] Knight & Shiono
[۳] Guo & Julien
[۴] Yang
[۵] Sterling

با روش‌های توزیع لگاریتمی سرعت (LLM)[۱]، انرژی جنبشی آشفتگی (TKE)[۲]، و تنش برشی رینولدز (RSS)[۳] به دو صورت مطالعات عددی و آزمایشگاهی در شرایط جریان یکنواخت و غیریکنواخت انجام شده است. فضلی و همکاران (۱۳۸۸)،[۱۰] به بررسی نتایج روش‌های مختلف تعیین تنش برشی در قوس ۹۰ درجه پرداختند. صفرزاده و همکاران (۱۳۹۰)،[۱۱] با استفاده از داده‌های آزمایشگاهی اندازه‌گیری سرعت و تنش، روش‌های قانون لگاریتمی سرعت، درگ، رینولدز، TKE و TKEw′ را با یکدیگر مقایسه کردند و نتایج حاکی از تناسب دو روش تنش برشی رینولدز و انرژی جنبشی اصلاح‌شده با اختلاف به‌ترتیب ۱۸/۳ و ۲۴/۴ درصد بود. برد[۴] (۲۰۰۴)،[۱۲] روش درون‌یابی خطی را برای محاسبه‌ی تنش برشی با استفاده از داده‌های ADV ارائه کرد. عمران و نایت[۵] (۲۰۱۰)،[۱۳] با استفاده از چهار سری داده‌ی آزمایشگاهی در کانال مستقیم با مقطع مستطیل، با استفاده از یک روش بهبودیافته‌ی مدل میانگین عمقی تلاش کردند تا در مقایسه با مدل SKM، که فاقد تأثیر جریان‌های ثانویه در تعیین تنش برشی بود، به نتایج دقیق‌تری برای تعیین توزیع سرعت و تنش برشی دست یابند. نقوی و همکاران (۱۳۹۹)،[۱۴] با استفاده از مدل عددی FLOW ۳D، توزیع سرعت و تنش برشی در یک کانال مرکب پیچانی را تحت تأثیر سینوسیتی[۶]های مختلف بررسی کردند و نتایج حاکی از کاهش ۵۰ درصدی تنش برشی در اثر افزایش ۶۴ درصدی میزان سینوسیتی بود.

زراتی[۷] و همکاران (۲۰۰۸)،[۱۵] با استفاده از روش تنش برشی رینولدز، توزیع تنش برشی را در یک کانال مستقیم مرکب با درنظرگرفتن تأثیر لایه‌ی برشی ایجادشده توسط جریان ثانویه تعیین کردند. الفدهلی[۸] و همکاران (۲۰۱۳)،[۱۶] در پژوهشی نشان دادند شتاب جریان و کاهش یا افزایش سرعت جریان می‌تواند تأثیر مهمی در توزیع رینولدز برشی در جریان‌های دائمی و غیردائمی داشته باشد. کوفتیس و پرینوس[۹] (۲۰۱۸)،[۱۷] با بررسی تنش برشی رینولدز در کانال مرکب ذوزنقه‌یی با سیلاب‌دشت همراه با پوشش گیاهی نشان دادند که به‌دلیل تبادل مومنتم بین کانال اصلی و سیلاب‌دشت دارای پوشش گیاهی، با افزایش میزان آشفتگی و تنش، نفوذ آشفتگی در محدوده‌ی کانال اصلی و سیلاب‌دشت مشاهده می‌شود. خاتوا و پاترا[۱۰] (۲۰۰۷)،[۱۸] توزیع تنش برشی را در کانال اصلی و سیلاب‌دشت مقطع مرکب مستقیم و پیچانی با استفاده از مدل آزمایشگاهی بررسی کردند. آن‌ها رابطه‌یی برای توزیع تنش در سیلاب‌دشت‌های مقطع‌های مرکب پیچانی با استفاده از پارامترهای عمق نسبی، نسبت ارتفاع به عرض، ضریب زبری سیلاب‌دشت نسبت به کانال اصلی و عرض نسبی ارائه کردند. کای- ها[۱۱] و همکاران (۲۰۱۸)،[۱۹] با ابزاری جدید به نام MEMS[۱۲]، که دارای حسگر تنش برشی است، توزیع تنش برشی مرزی را در یک کانال پیچانی طبیعی بررسی و فاصله‌ی موقعیت مکانی بیشینه‌ی تنش برشی دیواره نسبت به کف کانال را تعیین کردند. فرشی و همکاران (۲۰۲۱)،[۲۰] یک مدل تحلیلی برای ارزیابی تنش برشی مرزی در قوس کانال‌های باز توسعه دادند. نتایج حاکی از انطباق مناسب داده‌های آزمایشگاهی و مدل ارائه‌شده بود.

یکی از روش‌های ارائه‌شده برای محاسبه‌ی پارامتر ذکرشده، روش تعادل مومنتم است، که توسط ینگ و همکاران (۲۰۱۲)،[۲۱] انجام شد. ایشان روش تعادل مومنتم را برای محاسبه‌ی تنش برشی در یک کانال مستقیم با جریان یکنواخت به‌کار گرفتند و ضمن ارائه‌ی یک رابطه بین تنش برشی مرزی و پارامترهای جریان اولیه، با مقایسه‌ی نتایج روش تعادل مومنتم با دیگر روش‌ها اعلام کردند که روش مذکور تطابق خوبی با دیگر روش‌ها دارد و احتمالاً می‌تواند برای بازه‌ی وسیعی از محدوده‌های مرزی استفاده شود. هن[۱۳] و همکاران (۲۰۱۲)،[۲۲] از مدل تعادل مومنتم برای محاسبه‌ی تنش در داده‌های آزمایشگاهی استفاده کردند و دریافتند که روش تعادل مومنتم بدون اعمال ضریب تجربی، قادر به پیش‌بینی مقادیر تنش برشی در کانال‌های مستقیم خواهد بود. همچنین مقایسه‌ی روش تعادل مومنتم با دیگر روش‌ها نشان داد که روش تعادل مومنتم با بالاترین میزان خطای ۱۵/۵٪ در مجاور بستر (۰/۰۵-=z/h۰/۱)، مطابقت خوبی با دیگر روش‌های اندازه‌گیری تنش برشی دارد.

روش‌های متفاوتی برای بررسی و تعیین پارامتر تنش برشی در کانال‌ها وجود دارد، اما روش‌های آزمایشگاهی تعیین تنش برشی، به‌ویژه در نواحی مرزی و در مجاری طبیعی بسیار دشوار است. بنابر آنچه اشاره شد، با توجه به ماهیت سه‌بُعدی و پیچیده‌ی جریان در رودخانه‌های پیچانی، روش‌هایی که با به‌کارگیری تأثیر جریان‌های ثانویه و نوسان‌های سرعت در سه بُعد، تنش برشی را محاسبه می‌کنند، می‌توانند در این زمینه نتایج دقیق‌تری تولید کنند. بر این اساس، در پژوهش حاضر، روش تعادل مومنتم به دلیل درنظرگرفتن ترم‌های جریان‌های ثانویه و تبادل مومنتم، به‌عنوان روش مؤثر برای تعیین تنش برشی در مدل‌های پیچانی و در کانال آزمایشگاهی در نظر گرفته شد. بنابراین با بررسی پیشینه‌ی پژوهشی و توجه به اینکه روش تعادل مومنتم به‌ویژه در مقطع‌های مرکب کاربرد دارد، اما هنوز در مقطع‌های پیچانی استفاده نشده است، به‌نظر می‌رسد کاربرد آن در پژوهش حاضر و مقایسه با روش‌های دیگر، می‌تواند توانایی روش یادشده را برای برآورد تنش برشی در این شرایط، ارزیابی کند.

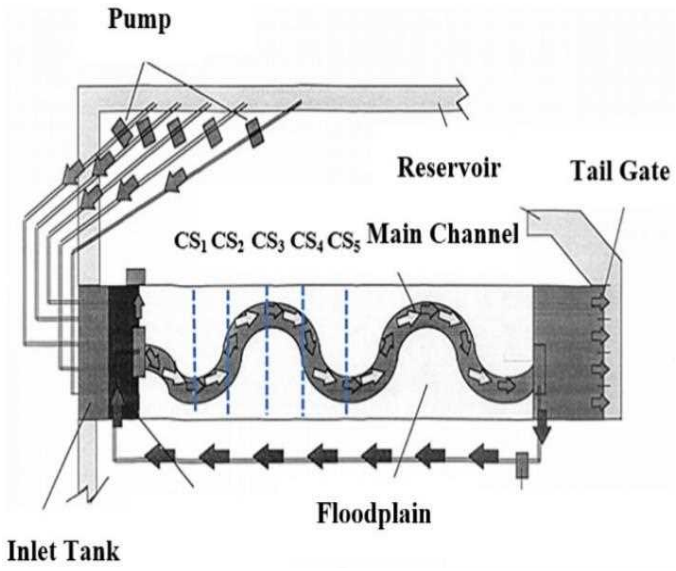
۲. مواد و روش‌ها

۱.۲. تجهیزات آزمایشگاهی

در این پژوهش، از کانال بتنی با مقطع اصلی پیچانی و مستطیل و سیلاب‌دشت‌های مستطیلی، که بستر صلب داشتند، استفاده شده است. در شکل ۱،

---

۱ Log-Law Method
۲ Turbulent Kinetic Energy
۳ Reynolds Shear Stress
۴ Baird
۵ Omran & Knight
۶ sinuosity
۷ Zarrati
۸ Alfadhli
۹ Koftis & Prinos
۱۰ Khatua & Patra
۱۱ Kai-hua
۱۲ Micro-Electro-Mechanical System
۱۳ Han



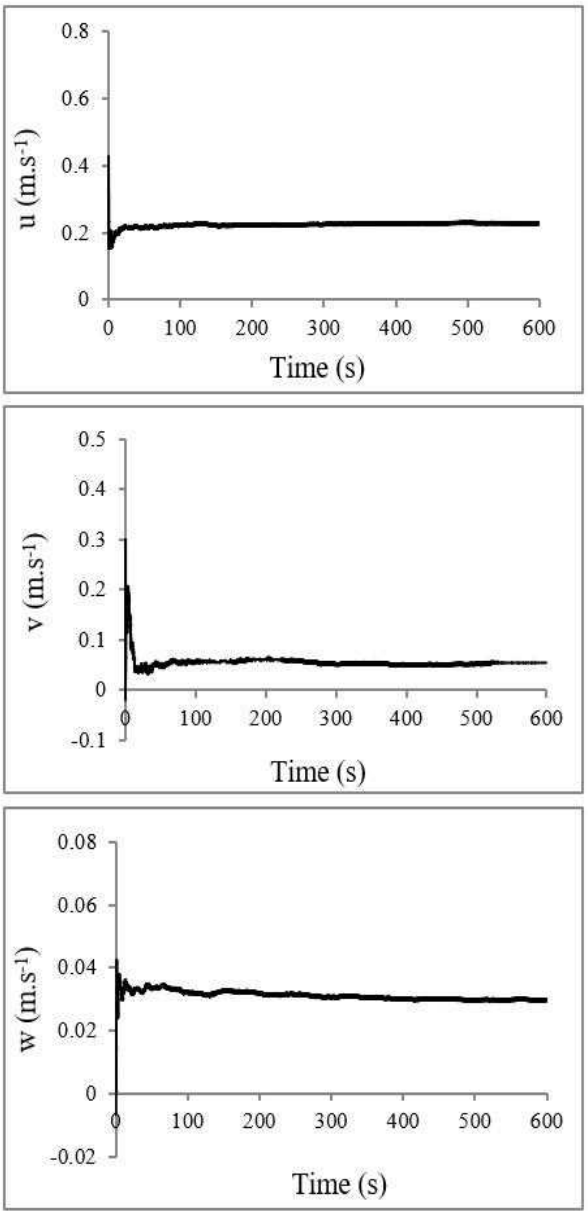
شکل ۱. شماتیک مدل آزمایشگاهی در پژوهش حاضر.

نمایی شماتیک از مدل فیزیکی مشاهده می‌شود. عرض کانال ۱۲۰ سانتی‌متر، مجرای اصلی ۲۰ سانتی‌متر و سیلاب‌دشت‌ها در مسیر جریان بین ۰/۰۵ تا ۰/۹۵ متغیر بودند. طول مدل ۱۰ متر و در ورودی مدل، به‌منظور استهلاک تلاطم بین ۵ تا ۹۵ سانتیمتر جریان، یک مجموعه از شبکه‌ی فلزی و گراول استفاده شده است. دبی ۲۲/۳ لیتر بر ثانیه توسط پمپ در یک سیستم بازچرخانی تأمین شد و سه دریچه در پایین‌دست کانال، تنظیم عمق جریان را ممکن می‌ساخت. شیب طولی کانال، ۰/۰۰۰۲ بود.

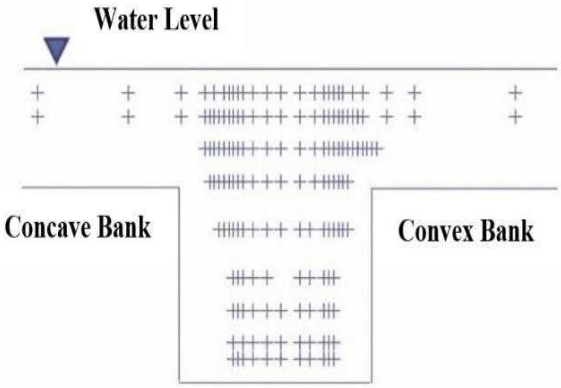
برای اندازه‌گیری سرعت در نقاط مشخص‌شده‌ی مقطع اصلی جریان، از یک سرعت‌سنج صوتی (ADV)[۱] با بسامد ۲۵ هرتز استفاده شد،[۲۳] که به‌صورت پایین‌نگر[۲] بود و امکان اندازه‌گیری سرعت در سه بُعد را فراهم می‌کرد. ایستایی سری‌های زمانی در دو نقطه در طول توسعه‌یافته‌ی جریان بررسی شد. سپس، در دو نقطه‌ی اخیر، در عمق میانه و بستر کانال، در هر سه بُعد جریان، نمودار سری زمانی سرعت به مدت ۶۰۰ ثانیه ثبت شد (شکل ۲)، که با توجه به ثبات تغییرات سرعت بعد از زمان ۱۰۰ ثانیه، این مدت زمان برای ثبت داده‌های سرعت در نقاط شبکه‌ی مشخص‌شده درنظر گرفته شد.

داده‌های سرعت اندازه‌گیری‌شده توسط نرم‌افزار Vectrino ثبت شدند و سپس مرحله‌ی فیلترکردن داده‌ها در محیط نرم‌افزار WinADV با شرایط Minimum correlation > ۷۰ و Minimum SNR >۱۵ و همچنین مدل آماریPhase-space threshold despiking انجام شد.

در شکل ۳، الگوی نقاط اندازه‌گیری سرعت در مقطع اصلی ($CS_۲$) کانال مشاهده می‌شود، که با توجه به نقاط اندازه‌گیری، شبکه‌ی محاسباتی تنش برشی برای نقاط مختلف در عرض کانال تعیین و برای محاسبه‌ی تنش برشی، معادله‌ی معرفی‌شده در هر کدام از نقاط مذکور حل شده است. همچنین در جدول ۱، ویژگی‌های هندسی مدل فیزیکی ارائه شده است.



شکل ۲. نمودارهای سری زمانی سرعت در راستای x، y، و z.



شکل ۳. نقاط اندازه گیری سرعت در مقطع اصلی کانال پیچانی.

[۱] Acoustic Doppler Velocimeter

[۲] Down-looking

جدول ۱. جزئیات ویژگی های هندسی کانال آزمایشگاهی.

شماره	آیتم توصیفی	ویژگی
۱	نوع کانال	سیلاب‌دشتی پیچانی
۲	ابعاد کانال	۰/۷×۲۰×۱/۲ متر
۳	هندسه‌ی مجرای اصلی	مستطیلی (شیب جانبی صفر)
۴	نوع سیلاب‌دشت	نامتقارن
۵	عرض مجرای اصلی	۲۰ سانتی‌متر
۶	عرض سیلاب‌دشت	۰/۹۵-۰/۰۵ متر
۷	عمق مجرای اصلی (H)	۱۵ سانتی‌متر
۸	شیب کانال	۰/۰۰۰۲
۹	تعداد قوس‌ها	۴
۱۰	نسبت شعاع به عرض	۲/۷۵

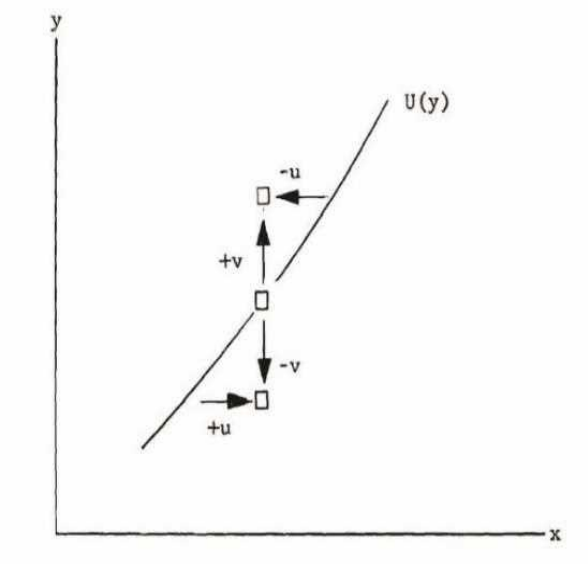
۲.۲. روش تعادل مومنتم (MBM) [۱]

روش MBM، براساس حل معادله‌ی تعادل مومنتم برای هر نقطه از جریان کار می‌کند. به این صورت که با درنظرگرفتن یک ذره در جریان، هنگامی که ذره‌ی آب به‌علت نوسان سرعت به سمت بالا حرکت می‌کند، به نقطه‌یی می‌رود که به‌صورت میانگین، سرعت متوسط در آن نقطه بزرگ‌تر از نقطه‌ی پیشین است، اگر فرض شود ذره با سرعت اولیه‌ی خود جابجا شود، لذا برای حفظ تعادل مومنتم نیاز است به سمت پایین حرکت کند، به این صورت که درنهایت میانگین مجموعه ی سرعت بیش از صفر است. در واقع، اگر گرادیان سرعت متوسط، صفر در نظر گرفته شود، این شکل نشان می‌دهد حرکت به سمت بالا می‌توانست همان میزان جابجایی به‌سمت پایین را موجب شود. بنابراین، وجود گرادیان متوسط سرعت برای صفرنشدن مقدار میانگین زمانی اجزاء آشفتگی ضروری است. در شکل ۴، محور x در راستای جریان و محور yعمود بر راستای جریان است. همچنین U(y) سرعت متوسط طولی در هر نقطه از عمق کانال، u مقادیر لحظه‌یی تغییرات سرعت موازی با جریان و v مقادیر لحظه‌یی تغییرات سرعت عمود بر جریان هستند.

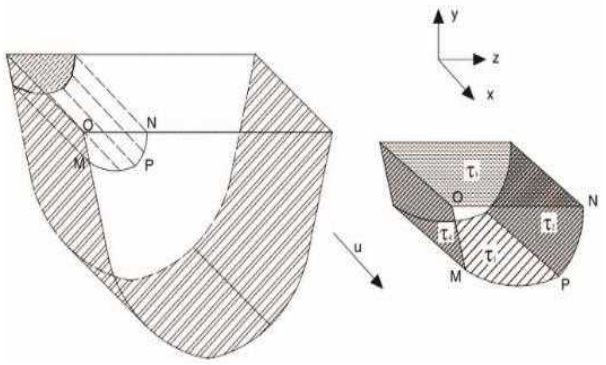
بر این اساس، همان‌طور که در شکل ۵ مشاهده می‌شود، در یک جریان یکنواخت دائمی و توسعه‌یافته، معادله‌ی تعادل مومنتم به‌صورت رابطه‌ی ۱ نوشته می‌شود، که در آن با درنظرگرفتن المان OMPN، نیروی گرانشی در جهت x برای یک واحد طول، با نیروی اصطکاک روی محدوده‌ی OMNP در تعادل قرار می‌گیرد.

$$\rho g A_{OMNP} S_f = \iint \tau ds = \int_M^P \tau_1 ds + \int_P^N \tau_2 ds + \int_N^O \tau_3 ds + \int_O^M \tau_4 ds \quad (۱)$$

که در آن، ρ چگالی جریان، g شتاب گرانش، مساحت ناحیه‌ی OMNP که در شکل ۵ مشاهده می‌شود. s طول محدوده‌ی[۲] (ON، NP، PM و MO)، τ تنش برشی روی محدوده‌ی OMNP، شیب خط انرژی، τ_1 تا τ_3 تنش‌های برشی به‌ترتیب روی محدوده‌های MP، NO و NP، τ_4 تنش برشی مرزی، و جزء نیروی گرانش در جهت جریان هستند.



شکل ۴. انتقال مومنتم ناشی از تغییرات سرعت آشفته (تریسی، ۱۹۶۳).[۲۴]



شکل ۵. شبکه ی محاسباتی یک مقطع از کانال و سیستم مختصات (ینگ و همکاران، ۲۰۱۲).

تنش برشی روی محدوده، به‌صورت رابطه‌ی ۲ محاسبه می‌شود:

$$\tau_{xn} = \mu \frac{\partial u}{\partial n} - \rho u v_n - \rho \overline{u' v'_n} \quad (۲)$$

که در آن، n جهت نرمال رویه، شار مومنتم ناشی از جریان‌های ثانویه، و جزء نرمال جریان ثانویه روی محدوده هستند. در سیستم دستگاه مختصات کارتزین، معادله‌ی ۲ به‌صورت روابط ۳ و ۴ نوشته می‌شود:

$$\tau_{xy} = \mu \frac{\partial u}{\partial y} - \rho u v - \rho \overline{u' v'} \quad (۳)$$

$$\tau_{xz} = \mu \frac{\partial u}{\partial z} - \rho u v - \rho \overline{u' w'} \quad (۴)$$

[۱] Momentum Balance Method

[۲] Interface

که در آن‌ها، و به ترتیب تنش‌های برشی روی میان‌رویه‌های عمودی و افقی، u و ، ، ، و سرعت متوسط و تغییرات سرعت در جهت‌های x، y و z هستند.

بنابراین، برای یک حجم کنترل نشان داده‌شده در شکل ۵، تنش برشی متوسط دیواره (که بر روی دیواره از تراز y تا y روی محور y اعمال می‌شود) است و معادله‌ی ۱ به‌صورت رابطه‌ی ۵ نوشته می‌شود:

$$\rho g A S_f = \oint \tau ds = \int_0^z \tau_{xy_1} dz + \int_0^z \tau_{xy_2} dz + \int_y^{y+\Delta y} \tau_{xz} dy + \int_O^M \tau_{(y+\Delta y)} dy \quad (۵)$$

که در آن، A مساحت هاشورخورده در شکل ۵، τ_{xy_1} و τ_{xy_2} تنش‌های برشی روی محدوده‌های افقی از نقطه‌ی (z,y) تا نقطه‌ی (z, y+Δy). ترم پایانی معادله‌ی ۵ را می‌توان با استفاده از معادله‌ی تعادل مومنتم (با استفاده از رابطه‌ی۶) جایگزین کرد.

$$\tau_{xz}(y+\Delta y/2) \approx \frac{\int_y^{y+\Delta y} \tau_{xz}(y+\Delta y)dy}{\Delta y} \quad (۶)$$

۳.۲. روش قانون لگاریتمی سرعت (LLM)

یکی از روش‌های رایج در تعیین تنش برشی در کانال‌های باز، استفاده از قانون توزیع لگاریتمی سرعت (LLM) است، که به‌صورت معادله‌ی ۷ نوشته می‌شود (نزو و ناکاگاوا[۱]، ۱۹۹۳):[۲۵]

$$\frac{u}{u_*} = 2/5 \ln \frac{u_* y}{\nu} + 5/5 \quad (۷)$$

که در آن، u_* سرعت برشی و ν گران‌روی سینماتیک هستند.

۴.۲. روش تنش برشی رینولدز (RSM)

مدل تنش برشی رینولدز (RSM)، به‌عنوان یکی از ابزارهای قدرتمند محاسبه‌ی تنش برشی در طبیعت، براساس معادلات انتقال برای همه‌ی اجزاء تانسورهای تنش رینولدز و نرخ اتلاف کار می‌کند. اگر بخش مماسی تنش در نظر گرفته شود، با عنوان تنش برشی رینولدز شناخته می‌شود، که شامل ۶ جزء است: $\tau_{xy}=\tau_{yx}$، $\tau_{zx}=\tau_{xz}$ و $\tau_{zy}=\tau_{yz}$ (ژولین[۲]، ۱۹۹۸).[۲۶] برای محاسبه‌ی ۶ جزء تنش برشی رینولدز با استفاده از داده‌های ADV، به‌علت وجود تلاطم، از پارامترآماری کوواریانس استفاده شده است (وال[۳]، ۲۰۰۰).[۲۷] در هر کدام از روابط ۸ الی ۱۳، از دو جزء سرعت جریان از میان سه جزء Vx، Vy، و Vz استفاده شده است.

$$\tau_{xy} = \tau_{yx} = -\rho \times (COV - XY) \quad (۸)$$

$$COV - XY = \frac{\sum V_x V_y}{n-1} - \frac{\sum V_x V_y}{n(n-1)} \quad (۹)$$

$$\tau_{zx} = \tau_{xz} = -\rho \times (COV - XZ) \quad (۱۰)$$

$$COV - XZ = \frac{\sum V_z V_x}{n-1} - \frac{\sum V_z V_x}{n(n-1)} \quad (۱۱)$$

$$\tau_{zy} = \tau_{yz} = -\rho \times (COV - YZ) \quad (۱۲)$$

$$COV - ZY = \frac{\sum V_y V_z}{n-1} - \frac{\sum V_y V_z}{n(n-1)} \quad (۱۳)$$

که در آن‌ها، τ_{xy} تنش برشی آشفتگی است، که در امتداد محور y عمل می‌کند و با تغییرات سرعت در جهت محور x تولید می‌شود؛ τ_{yx} تنش برشی آشفتگی است، که در امتداد محور y عمل می‌کند و با تغییرات سرعت در جهت محور x تولید می‌شود؛ ρ چگالی؛COVXY کوواریانس دو متغیرx و y است (معادله‌ی ۹)؛ COVXZ کوواریانس دو متغیرx و z است (معادله‌ی ۱۱)؛ COVZY کوواریانس دو متغیرx و y است (معادله‌ی ۱۳)؛ همچنین Vx سرعت جریان در راستای محور x، Vy سرعت جریان در راستای محور y، V_z سرعت جریان در راستای محور z و n تعداد نمونه‌های اندازه‌گیری سرعت هستند.

۳. نتایج و بحث

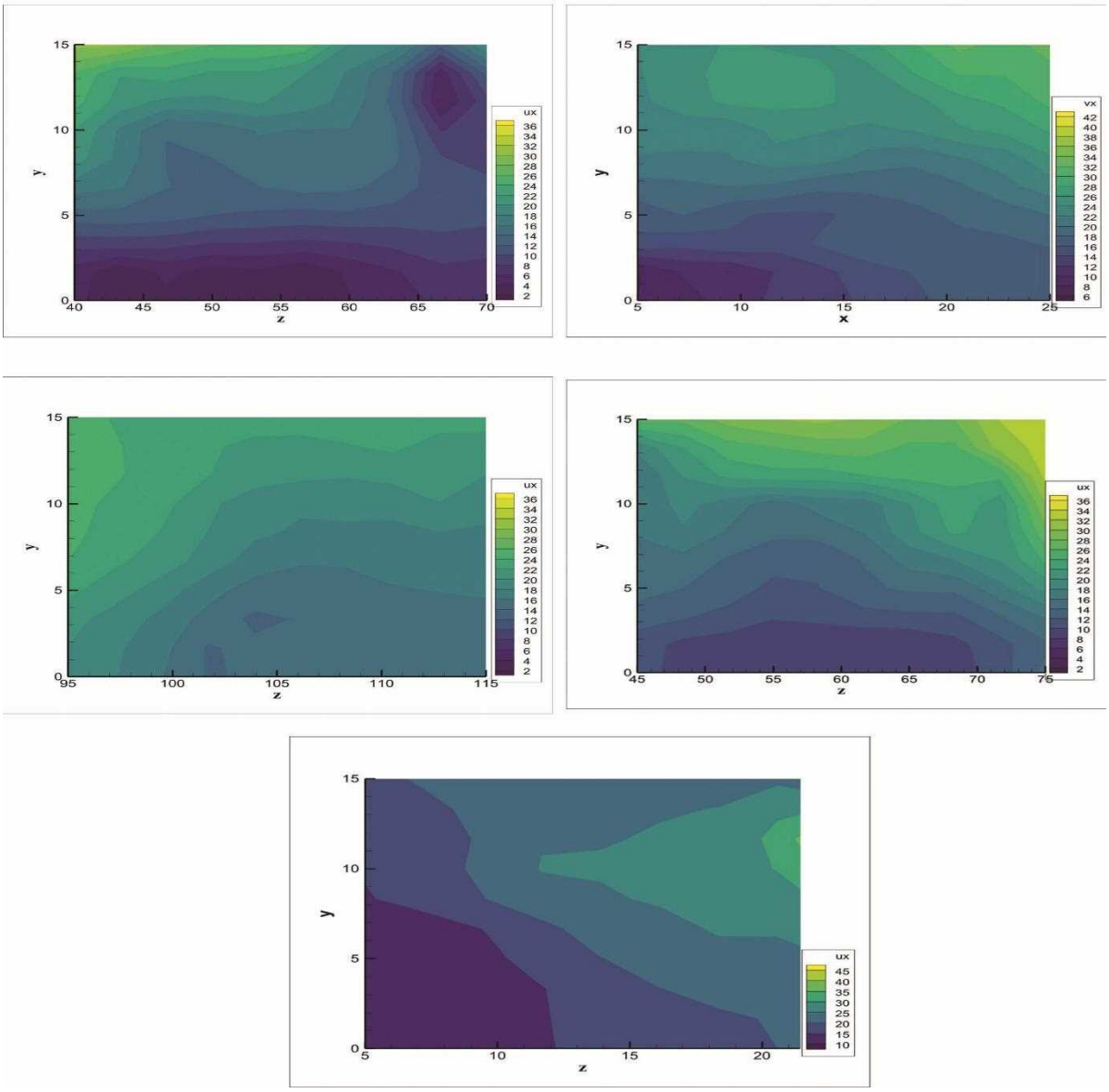
۱.۳. پروفیل‌های توزیع سرعت در مقطع‌های منتخب

از آنجا که شناخت الگوی سرعت جریان برای تعیین توزیع تنش برشی در رودخانه‌ها بسیار حائز اهمیت است، بررسی پروفیل‌های توزیع سرعت جریان ضروری است. در شکل ۶، پروفیل عمقی سرعت در راستای جریان، در نقاط مختلف در مقطع اصلی، به‌ترتیب در مقطع‌های CS_1 تا CS_5 مشاهده می‌شود. با توجه به شکل مذکور، مقطع CS_2 با وجود دامنه‌ی تغییرات کمتر در سیلاب‌دشت‌ها نسبت به دو مقطع دیگر، بیشترین مقادیر سرعت را دارد و کمترین تغییرات عمقی سرعت در مقطع CS_5 وجود دارد، که با مطالعات شیونو و موتو[۴] (۱۹۹۸)، [۲۸] و ماریون و زارامِلا[۵] (۲۰۰۶)، [۲۹] منطبق است. در مقطع‌های CS_1، CS_3، و CS_5، بیشترین مقادیر سرعت طولی، در سطح و عمق جریان در قوس داخلی مشاهده می‌شود؛ در حالی که در نواحی قوس خارجی، مقادیر کمینه‌ی سرعت طولی مشاهده می‌شود. همچنین تفاوت مقادیر بیشینه‌ی سرعت در سطح جریان، در مقطع‌های CS_1 و CS_5 در مقایسه با عمق و مجاورت کف کانال محسوس‌تر است. در مقطع‌های CS_2 و CS_4، جریان تحت تأثیر نیروی شتابی، بیشترین سرعت را در سطح و مایل به قوس خارجی داشته است. همچنین مقدار کمینه‌ی سرعت طولی در مقطع CS_2 نسبت به مقدارهای مشابه در مقطع CS_4 کمتر بوده است.

۲.۳. توزیع تنش برشی در مقطع‌های منتخب با استفاده از روش MBM

با توجه به توضیحات اشاره‌شده در بخش ۲.۲، مقدار تنش برشی به روش MBM، در ۵ مقطع موردنظر محاسبه شده است و نتایج در شکل ۷ مشاهده می‌شود. در ورودی قوس اول (CS_1)، تنش برشی بستر در قوس خارجی بیشترین مقادیر را داشته است و به‌تدریج هنگام خروج از قوس اول و رسیدن به قوس دوم (CS_2)، توزیع بیشینه‌ی تنش برشی مایل به مرکز مقطع و نیز

[۱] Nezu & Nakagawa
[۲] Julien
[۳] Wahl
[۴] Shiono & Muto
[۵] Marion & Zaramella

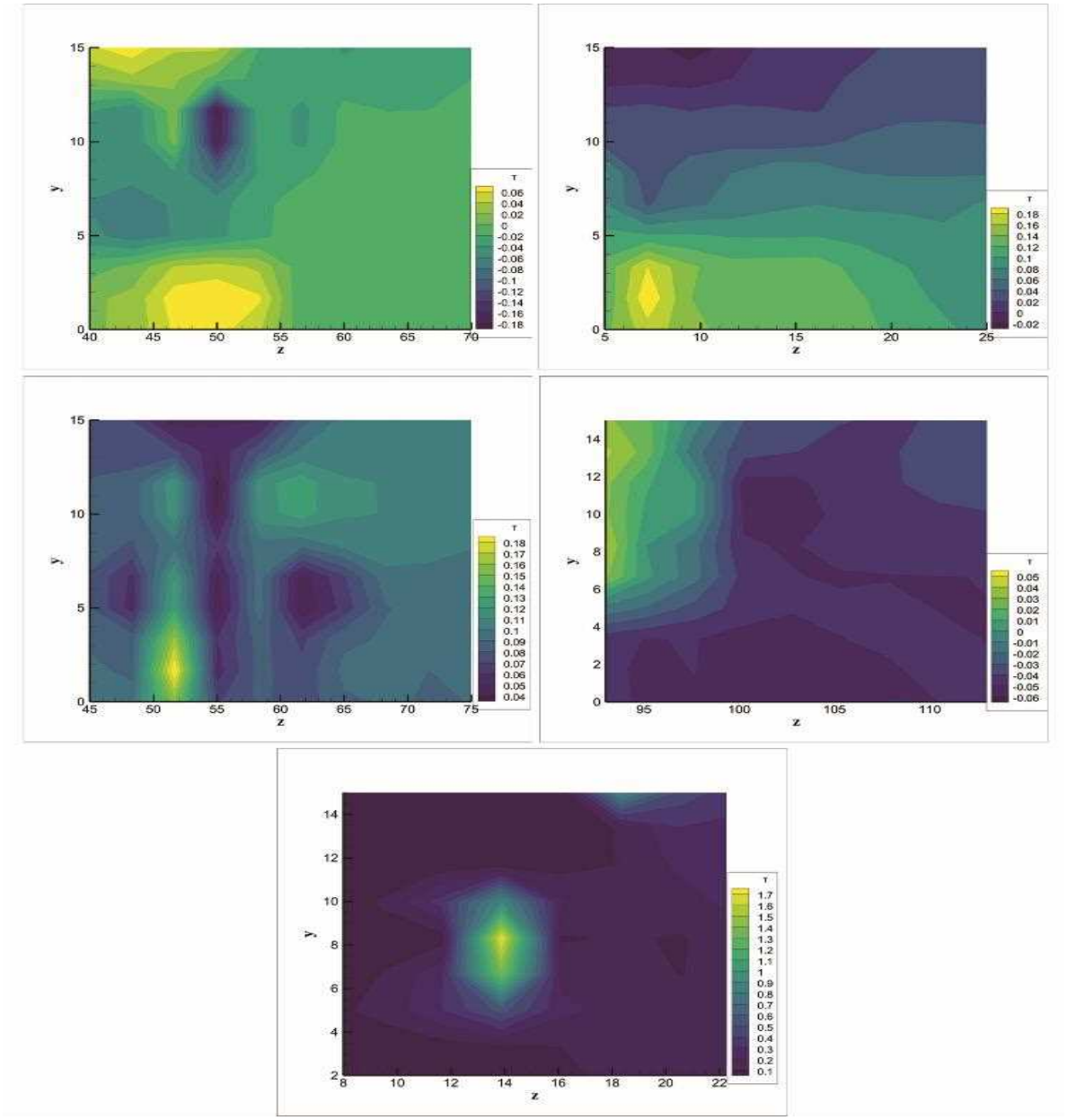


شکل ۶. توزیع عرضی u_x در مقطع‌های CS_1 - CS_5.

در سطح جریان، در سیلاب‌دشت سمت چپ مشاهده می‌شود، که با نتایج لیاقت و همکاران (۱۳۹۸) و کای ها و همکاران (۲۰۱۸) مطابقت دارد. با پیشروی جریان به‌سمت قوس دوم (CS_3)، بیشینه‌ی تنش برشی به قوس داخلی کشیده شده است. پیش از ورود به قوس سوم همچنان تمرکز بیشینه‌ی تنش در نزدیک بستر و ساحل راست بوده است، که در قوس سوم (CS_5)، با کاهش محسوس مقادیر تنش در سراسر مقطع اصلی، به سمت مرکز کانال متمایل شده است. همچنین مطابق با روش RSM، کمترین مقادیر توزیع تنش در مقطع CS_5 مشاهده می‌شود که این نتیجه با توجه به موقعیت قرارگیری مقطع CS_5 و اتلاف انرژی در دو قوس اول (CS۱) و دوم (CS۳) مورد انتظار بوده است.

در شکل ۸، توزیع عمقی تنش در ۴ عمق مختلف جریان در مقطع اصلی در مسیر جریان مشاهده می‌شود. این نقاط براساس شبکه‌ی محاسباتی مرتبط با نقاط اندازه‌گیری سرعت تعیین شده است. به این صورت که در هر مقطع، در ۴ نقطه در راستای محور y و در نقاط مختلف عرضی (راستای محور z) مقادیر تنش برشی محاسبه شده است. همان‌گونه که مشاهده می‌شود، روش MBM کمترین مقادیر را در بیشینه‌ی عمق مجرای اصلی محاسبه کرده است، که علت آن، قرارگرفتن در محدوده‌ی انتقال مومنتم[۱] است، که به‌دلیل تلاطم

[۱] Momentum Exchange



شکل ۷. توزیع عرضی تنش برشی در مقطع‌های CS_1 - CS_5.

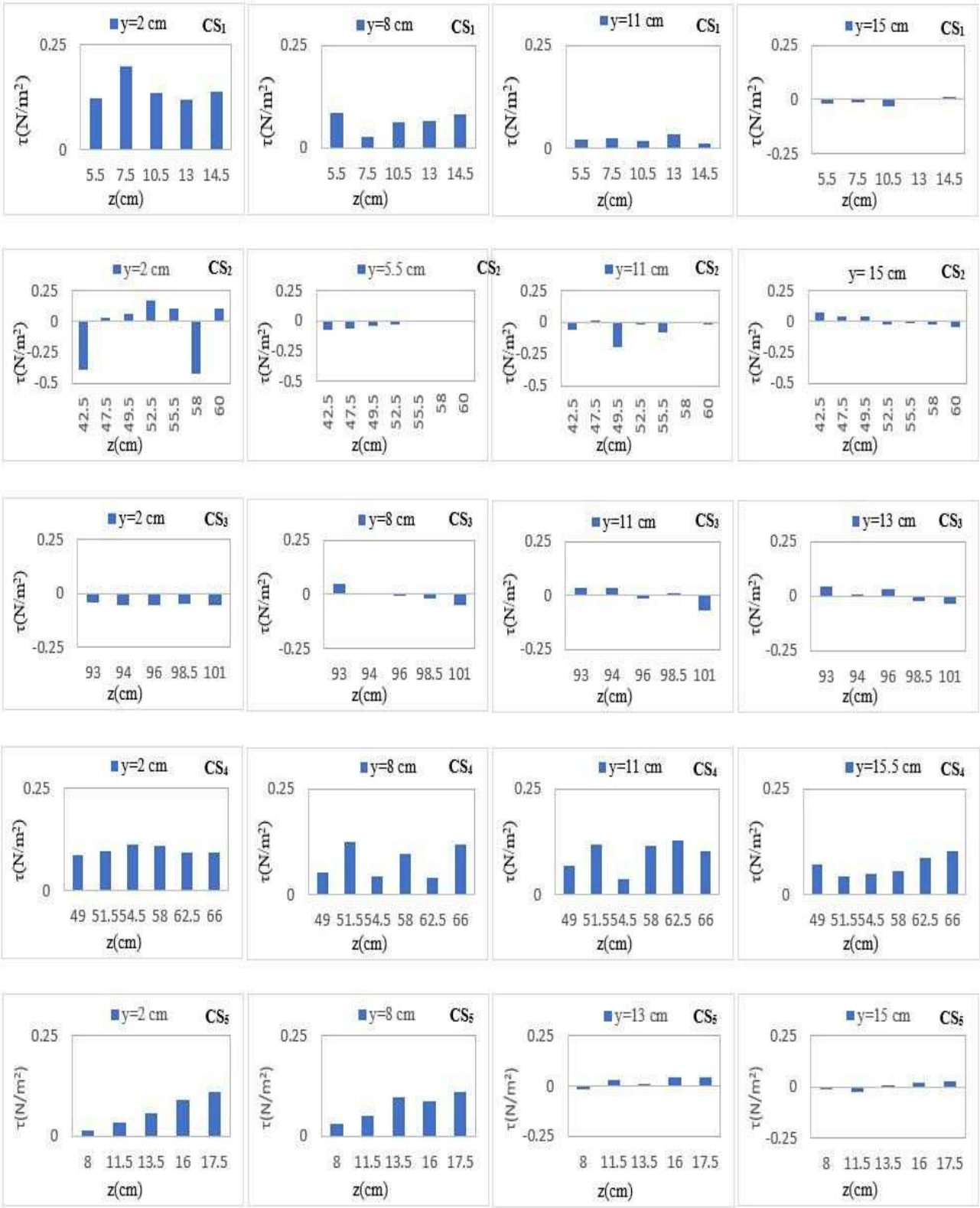
جریان، مقادیر اجزاء معادله‌ی ۵ با اعمال ضرایب مثبت و منفی، مقادیر کوچک‌تری از تنش را محاسبه می‌کنند. این امر با ماهیت جریان متلاطم مطابقت دارد. بیشترین مقادیر منفی تنش در مقطع‌های CS_2 و CS_3 و در عمق جریان نزدیک به کف مشاهده می‌شود، که نشان می‌دهد در رأس قوس دوم و جریان ورودی به قوس دوم، که جریان در مقطع پیچانی در حال توسعه است، در مقایسه با دیگر مقطع‌ها، اجزاء تنش برشی، مقادیر منفی بیشتری محاسبه می‌کنند. همچنین مقطع چهارم با توجه به عرض برابر جریان در سیلاب‌دشت‌ها و کاهش تنش ناشی از جریان در قوس، مقادیر تنش را در عمق بیشتر نشان می‌دهد.

۳.۳. توزیع تنش برشی در مقطع‌های منتخب با استفاده از روش تنش برشی رینولدز (RSM)

با توجه به توضیحات اشاره‌شده در بخش ۴.۲، مقادیر تنش برشی در نقاط مختلف مجرای اصلی جریان در ۵ مقطع CS_1 - CS_5 محاسبه شد و نتایج به‌صورت نواحی هم‌تراز در شکل ۹ مشاهده می‌شود؛ که مطابق آن، به‌تدریج از مقادیر تنش برشی در مسیر کاسته شده است، به‌طوری که مقطع CS_5، کمترین میزان توزیع تنش را دارد، که دلیل آن اتلاف انرژی در طول مسیر به‌دلیل حضور دو قوس در بالادست مقطع CS_5 است. میزان بیشینه‌ی تنش برشی در مقطع CS_1، در قوس خارجی و در کف بستر و به‌تدریج در مقطع CS_4 به مرکز جریان و با فاصله از بستر منتقل شده است. همین‌طور می‌توان الگوی مشابه بیشینه‌ی تنش در کف قوس خارجی و سطح جریان قوس داخلی را در سه مقطع CS_1، CS_2، و CS_3 مشاهده کرد.

۴.۳. مقایسه‌ی بیشینه‌ی تنش برشی در مقطع‌های منتخب

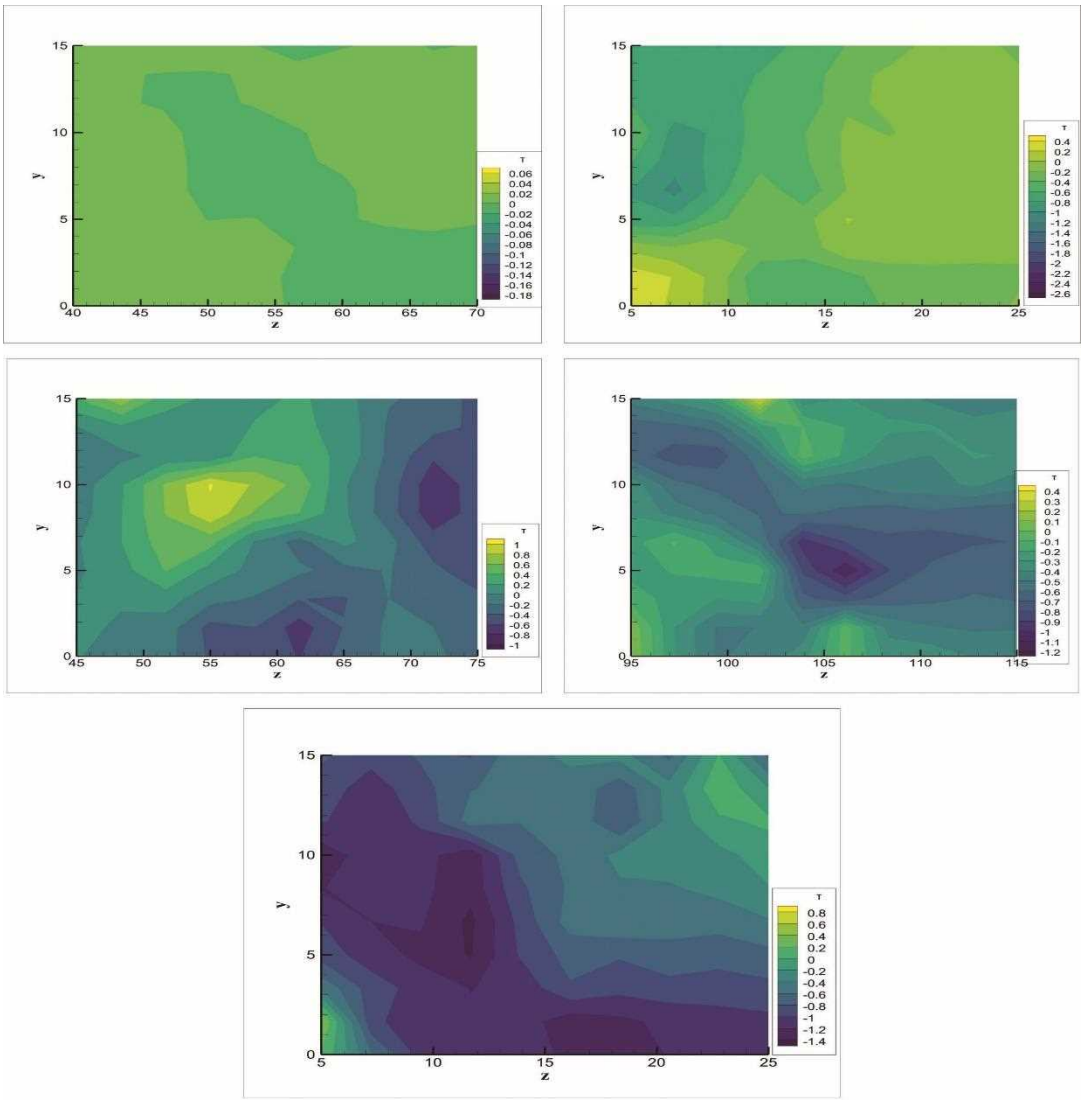
تعیین نواحی بیشینه‌ی تنش برشی می‌تواند در مطالعات جریان و رسوب و مسائل مرتبط با نگهداری رودخانه، مانند فرسایش بستر به‌ویژه در قوس‌ها تأثیرگذار باشد. بنابراین، مقادیر بیشینه‌ی محاسباتی تنش برشی با توجه به موقعیت مکانی آن‌ها بررسی شد، که نتیجه در ۴ عمق نسبی منتخب در هر



شکل ۸. توزیع عمقی تنش برشی در مقطع‌های CS_1 - CS_5.

کدام از ۵ مقطع در جدول ۲ ارائه شده است. همچنین نمودار مقایسه‌ی روش‌های مذکور را می‌توان در شکل ۱۰ مشاهده کرد. روش توزیع لگاریتمی سرعت، مقادیر تنش برشی را در بستر جریان در رأس قوس‌ها بیشتر از سایر روش‌ها محاسبه می‌کند، که می‌تواند به‌علت عدم توانایی برآورد دقیق توزیع سرعت در جریان آشفته‌ی مقطع‌های مذکور باشد (یانگ، ۲۰۱۰).[۳۰] همین‌طور نتیجه‌ی اخیر با مطالعه‌ی ایماگبه[۱] (۲۰۲۱)،[۳۱] منطبق است. در مورد روش RSM در

[۱] Imagbe

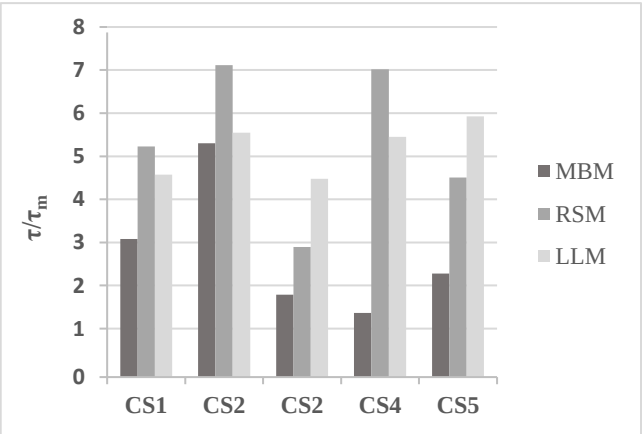


شکل ۹. توزیع عرضی تنش برشی در مقطع های CS_1 – CS_5.

جدول ۲. مقدار بیشینه‌ی نسبی تنش برشی در کانال اصلی مقطع‌های CS_1 – CS_5 (τ/τ_m).

نام روش	CS_1	CS_2	CS_3	CS_4	CS_5
MBM	۲/۴۰	۱/۴۹	۱/۹۱	۵/۴۳	۳/۲۰
RSM	۴/۶۳	۷/۱۵	۳/۰۲	۷/۲۴	۵/۳۵
LLM	۶/۰۵	۵/۵۸	۴/۶۰	۵/۶۷	۴/۷۰

مقطع های CS_2 و CS_4، بیشترین برآورد تنش نسبی محاسبه شده است.



شکل ۱۰. مقایسه‌ی تنش برشی نسبی در مقطع‌های CS_1 – CS_5.

۴. نتیجه‌گیری

در پژوهش حاضر، با توجه به اهمیت برآورد مقادیر تنش برشی در رودخانه‌ها، روش‌های ارائه‌شده برای تعیین پارامتر تنش برشی بررسی شده است، از بین این روش ها، با توجه به ماهیت مکانیسم سه‌بُعدی و پیچیده‌ی جریان در آبراهه‌های طبیعی، روش MBM که برای کانال‌های مستقیم معرفی شده بود، برای اندازه‌گیری تنش برشی در آبراهه‌های پیچانی در عمق‌های مختلف ارزیابی شده است. به این صورت که مقادیر اجزاء سرعت در ۵ مقطع یک مدل فیزیکی آبراهه سیلاب دشتی پیچانی اندازه‌گیری شد. سپس براساس روش MBM، توزیع عرضی تنش در مجرای اصلی جریان و نیز توزیع عمقی در ۴ عمق نسبی مختلف و در مقطع‌های منتخب بررسی شد. همچنین با توجه به عملکرد روش

RSM، که در زمینه‌ی برآورد توزیع تنش در جریان‌های آشفته‌ی سه‌بُعدی، نتایج مطلوبی ارائه می‌کند، توزیع تنش عرضی تعیین شد. روش کلاسیک محاسبه‌ی تنش‌ها در کانال‌های مستقیم (LLM)، علاوه‌بر روش متداول سه-بُعدی تنش برشی رینولدز، برای مقایسه در نظر گرفته شدند. نتایج حاکی از روند افزایشی تنش از ورودی قوس اول است، که بیشینه ی آن در بستر قوس خارجی مشاهده و به‌تدریج در قوس سوم به سمت مرکز کانال کشیده می‌شود. همچنین مقادیر تنش در هر دو روشRSM و MBM با اتلاف انرژی در مسیر جریان، در مقطع CS_5 کاهش محسوسی یافته است. مقدار بیشینه‌ی نسبی تنش برشی نسبی در ۵ مقطع انتخابی نیز برای سه روش RSM،MBM ، و LLM، ۵/۴۳ در مقطع ۴، ۷/۲۴ در مقطع ۴، و ۶/۰۵ در مقطع ۱ بوده است. بنابراین، می‌توان از روش MBM در تعیین تنش برشی در پیچان‌رودها استفاده کرد.

References-منابع

1. Sugiyama, H., Hitomi, D. and Saito, T., 2006. Numerical analysis of turbulent structure in compound meandering open channel by algebraic Reynolds stress model, *International Journal of Numerical Methods in Fluids*, *51*, pp. 791–818. https://doi.org/10.1002/fld.1159
2. Zahiri, A., Amini, R. and Kordi, H., 2012. Numerical simulation of velocity lateral distribution in meandering compound channels, *Journal of Water and Soil Conservation*, *19*(3), pp.201–218 https://dorl.net/dor/20.1001.1.23222069.1391.19.3.11.6 [In Persian].
3. Liaghat, A., Adib, A. and Gafouri, H.R., 2019. Development of a method for determination of location of maximum shear stress in river bends (verification of report no. 592, Iranian Energy Ministry), *Sharif Journal of Civil Engineering*, *35*(2), pp.153–163 https://doi.org/10.24200/j30.2018.2174.2120 [In Persian].
4. Knight, D.W. and Shiono, K., 1990. Turbulence measurements in a shear layer region of a compound channel, *Journal of Hydraulic Research*, *28*, pp. 175–196. https://doi.org/10.1080/00221689009499085
5. Shokri, M. and Mehdipour, R., 2021. Numerical study of the effects of non-prismatic floodplain divergence angle on flow velocity in the cross section of compound channels, *Journal of Environment and Water Engineering*, *7*(3), pp. 454–464. https://doi.org/10.22034/jewe.2021.250562.44
6. Guo, J. and Julien, P.Y., 2005. Shear stress in smooth rectangular open-channel flows, *Journal of Hydraulic Engineering*, *131*(1), pp. 30–37. https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9429(2005)131:1(30)
7. Yang, S.Q. and Lee, J.W., 2007. Reynolds shear stress distributions in a gradually varied flow in a roughened channel, *Journal of Hydraulic Research*, *45*(4), pp. 462–472. https://doi.org/10.1080/00221686.2007.952170
8. Sterling, M., Beaman, F., Morvan, H. and Wright, N., 2008. Bed shear stress characteristics of a simple, prismatic, rectangular channel, *Journal of Hydraulic Engineering*, *134*, pp. 1085–1094. https://doi.org/10.1061/(ASCE)07339399(2008)134:12(1085)
9. Ursic, M.E., 2012. Qualification of shear stress in a meandering native topographic channel using a physical hydraulic model. Colorado State University, Engineering Research Center.
10. Fazli, M., Ghodsian, M. and Saleh Neyshabouri, A.A., 2008. Scour and flow field around a spur dike in a 90° bend, *International Journal of Sediment Research*, *23*, pp.56–68. https://doi.org/10.1016/S10016279(08)600050
11. Gendeshmin, A.S., Neyshabouri, S.A.A.S., Zarrati, A.R. and Ghodsian, M., 2010. Investigation of wall shear stress distribution in open channel uniform flow using an accurate instrument and numerical simulation, *Journal of Hydraulic Research*, *5*(1), pp. 51–70. https://doi.org/10.30482/jhyd.2010.85418
12. Baird, D.C., 2004. Turbulent flow and suspended sediment transport in a mobile, sand bed channel with riprap side slopes, Ph.D. dissertation, Department of Civil and Environmental Engineering, University of New Mexico.
13. Omran, M. and Knight, D.W., 2010. Modelling secondary cells and sediment transport in rectangular channels, *Journal of Hydraulic Research*, *48*(2), pp. 205–212. https://doi.org/10.1080/00221681003726288
14. Naghavi, M., Mohammadi, M. and Mahtabi, G., 2020. Turbulence intensity and boundary shear stress in meandering compound channel under the influence of sinusoidal changes, *Journal of Modeling in Engineering*, *18*(60), pp. 53–69. https://doi.org/10.22075/jme.2019.18692.1776 [In Persian].
15. Zarrati, A.R., Jin, Y. and Karimpour, S., 2008. Semianalytical model for shear stress distribution in simple and compound open channels, *Journal of Hydraulic Engineering*, *134*(2), pp. 205–215. https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9429(2008)134:2(205)

16. Alfadhli, I., Yang, S. and Sivakumar, M., 2013. Distribution of Reynolds shear stress in steady and unsteady flows, *SGEM: 13th International Multidisciplinary Scientific GeoConference*, Bulgaria, pp. 109–116. https://doi.org/10.5593/SGEM2013/BC3/S12.014
17. Koftis, T. and Prinos, P., 2018. Reynolds stress modeling of flow in compound channels with vegetated floodplains, *Journal of Applied Water Engineering and Research*, *6*(1), pp. 17–27. https://doi.org/10.1080/23249676.2016.120947
18. Khatua, K. and Patra, K.C., 2007. Boundary shear stress distributions in compound open channel flow, *ISH Journal of Hydraulic Engineering*, *13*(3), pp. 39–54. https://doi.org/10.1080/09715010.2007.10514882
19. Kai-hua, C., Yun-feng, X., Shi-zhao, Z., Yun-cheng, W. and Hua, X., 2018. Experimental research on boundary shear stress in typical meandering channel, *Journal of China Ocean Engineering*, *32*(3), pp. 365–373. https://doi.org/10.1080/09715010.2007.10514882
20. Farshi, F., Kabiri-Samani, A. and Cjamani, M., 2021. Boundary shear stress distribution in curved compound open channels, *Journal of Hydraulic Engineering*, *147*(2), pp. 40020099. https://doi.org/10.1061/(ASCE)HY.19437900.0001847
21. Yang, S.Q., Dharmasiri, N. and Han, Y., 2012. Momentum balance method and estimation of boundary shear stress distribution, *Journal of Hydraulic Engineering*, *138*(7), pp. 657–660. https://doi.org/10.1061/(ASCE)HY.19437900.0000559.
22. Han, Y., Yang, S. and Dharmasiri, N., 2012. Application of main flow data in the determination of boundary shear stress in smooth closed ducts, *World Environmental and Water Resources Congress*, pp. 1175–1185. https://doi.org/10.1061/9780784412312.119.
23. Sontek, 2001. Acoustic Doppler velocimeter (Field) technical documentation. Sontek/YSI, Inc., San Diego, CA.
24. Tracy, H.J., 1963. Turbulent flow in a three-dimensional channel, Ph.D. Thesis, Georgia Institute of Technology.
25. Nezu, I. and Nakagawa, H., 1993. Turbulence in open-channel flows. Balkema Publishers, Rotterdam, The Netherlands.
26. Julien, P.Y., 1998. Erosion and sedimentation. Cambridge University Press, New York, NY.
27. Wahl, T.L., 2000. Analysing ADV data using WinADV, *Joint Conference on Water Resources Engineering and Water Resources Planning & Management*, Minneapolis, Minnesota, USA.
28. Shiono, K. and Muto, Y., 1998. Complex flow mechanisms in compound meandering channels with overbank flow, *Journal of Fluid Mechanics*, *376*, pp. 221–261. https://doi.org/10.1017/S0022112098002869
29. Marion, A. and Zaramella, M., 2006. Effects of velocity gradients and secondary flow on the dispersion of solutes in a meandering channel, *Journal of Hydraulic Engineering*, *132*(12), pp. 1295–1302. https://doi.org/10.1061/(ASCE)07339429(2006)132:12(1295)
30. Imagbe, L.O., 2021. Sediment grains entrainment: Comparing bed shear stress estimation methods, *Journal of Geology & Geophysics*, *10*(8), no.1001004.
31. Yang, S.Q., 2010. Depth-averaged shear stress and velocity in open-channel flows, *Journal of Hydraulic Engineering*, *136*(11), pp. 952–958. https://doi.org/10.1061/(ASCE)HY.19437900.0000271.

مهندسی عمران شریف، (پاییز ۱۴۰۳)
دوره‌ی ۴۰، شماره‌ی ۳، صص. ۲۳-۳۴ ، (پژوهشی)

Original Article

مدل‌سازی عددی فرونشست زمین ناشی از استخراج آب‌های زیرزمینی با لحاظ کردن اثرات غیر اشباع به روش بدون‌المان گالرکین (EFG)

احمد تورئی (کارشناس ارشد)
علی پاک*(استاد)
دانشکدهٔ مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف
محمد علی ایرانمنش (استادیار)
دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی خواجه نصیر الدین طوسی

در پژوهش حاضر، به کمک یک مدل عددی کاملاً همبسته‌ی هیدرومکانیکال، پدیده‌ی فرونشست ناشی از استخراج آب‌های زیرزمینی از آبخوان‌ها با درنظرگرفتن آثار غیراشباع به روش بدون‌المان‌گالرکین (EFG) شبیه‌سازی شده است. به کمک مدل اخیر می‌توان یک پیش‌بینی مناسب برای تغییرات هد هیدرولیکی و میزان فرونشست زمین ارائه کرد. پس از حل مسائل محک، مدل نهائی برای حل مسئله‌ی فرونشست استفاده شد. نتایج پژوهش حاضر با نتایج روش المان‌محدود (FEM) برای یک آبخوان همسان و با درنظرگرفتن شرایط غیراشباع مقایسه و خطای فرونشست زمین ۵/۵۱٪ و خطای افت هدهیدرولیکی ۱۳/۳۵٪ محاسبه شد، که نشان از تطابق مناسب بین نتایج دو روش اخیر است. نتایج نشان می‌دهند که روش EFG قابلیت مدل‌سازی پدیده‌ی فرونشست را دارد. همچنین آثار غیرخطی استخراج آب‌های زیرزمینی در کاهش هد هیدرولیکی و افزایش فرونشست قابل تعیین است. درنهایت، یک مطالعه‌ی پارامتری به‌منظور بررسی میزان تأثیر ویژگی‌های ژئوتکنیکی آبخوان در میزان فرونشست انجام شد. پارامترهای مدول کشسان و ضریب پواسون بیشترین تأثیر را در میزان فرونشست زمین دارند و لازم است پیش از اجرای پروژه‌های برداشت آب‌های زیرزمینی، پارامترهای مذکور با دقت قابل قبول درنظر گرفته شوند.

واژگان کلیدی: فرونشست زمین، استخراج آب‌های زیرزمینی، مدل‌سازی عددی، تحلیل همبسته جریان-تغییرشکل، روش بدون شبکه **EFG**، اثرات غیراشباع.

ahmad.tourei@alum.sharif.edu
pak@sharif.edu
iranmanesh@kntu.ac.ir

۱. مقدمه

با رشد سریع جمعیت و گسترش فعالیت‌های صنعتی و کشاورزی بسیاری از نقاط جهان، نیاز به برداشت آب از منابع آب زیرزمینی افزایش پیدا کرده است. این به‌خصوص آب، تأمین اصلی منبع به‌عنوان آب زیرزمینی ذخایر با رابطه در موضوع به طوری شده است؛ بحرانی تبدیل مسئله‌یی به و نیمه‌خشک، خشک مناطق در امکان که شده است سبب حد آب از سفره‌های آب زیرزمینی از بیش استخراج که -دهه در باشد. نداشته طبیعی پیشین وجود زیرزمینی تحت شرایط منابع تغذیه‌ی نقاط در را گسترده‌یی بیش از حد آب، آثار زیست‌محیطی برداشت این اخیر، های براساس مشاهده‌ها و مطالعه‌ها، فرونشست است. کرده ایجاد جهان بسیاری از گسترده‌ترین خطرهای ایجادشده در اثر استخراج بی- و عمده‌ترین از زمین یکی رویه از منابع آب زیرزمینی است. به‌طورکلی، فرونشست زمین می‌تواند ناشی از مخاطره‌های طبیعی (مانند زلزله یا روانگرائی) و یا فعالیت‌های انسانی (مانند.استخراج سیال‌های مختلف از زمین) باشد. در گزارش مربوط به برنامه‌ی جهانی هیدرولوژی، که توسط سازمان یونسکو در سال ۲۰۱۳ تهیه شده است، فرونشست ناشی از استخراج آب از آبخوان‌های زیرزمینی، یکی از تهدیدهای عمده‌ی توسعه‌ی پایدار عنوان شده است.[۱ و ۲] بنابراین لازم است عوامل مؤثر در پدیده‌ی فرونشست دقیقاً شناسایی و اقدام‌هایی در جهت پیش‌بینی میزان فرونشست در آبخوان‌ها با شرایط بهره‌برداری مختلف جهت مدیریت بحران انجام شود. در پژوهش حاضر سعی شده است تا مدلی برای پیش‌بینی فرونشست ناشی از استخراج آب از آبخوان‌ها با درنظرگرفتن آثار غیراشباع به روش بدون المان گالرکین (EFG)[۱] ارائه شود، تا درک بهتری از پدیده‌ی ذکرشده به‌دست آید.

*نویسنده مسئول
تاریخ‌دریافت: ۱۴۰۲/۰۷/۱۵، تاریخ‌اصلاحیه:۱۴۰۲/۰۸/۱۳، تاریخ‌پذیرش: ۱۴۰۲/۰۸/۲۰.

استناد به این مقاله:
تورئی، احمد، پاک، علی، و ایرانمنش، محمدعلی، ۱۴۰۳. مدل‌سازی عددی فرونشست زمین ناشی از استخراج آب‌های زیرزمینی با لحاظ کردن آثار غیر اشباع به روش بدون المان گالرکین (EFG) ، مهندسی عمران شریف، ۴۰(۳)، صص.۲۳-۳۴ . DOI:10.24200/J30.2023.59625.3256

[۱] Element Free Galerkin

۱.۱. مروری بر مطالعات پیشین در زمینه‌ی فرونشست ناشی از برداشت آب‌های زیرزمینی

تراکم آبخوان از خروج آب و کاهش فضاهای بین‌دانه‌یی در آبخوان حاصل می‌شود، که باعث فرونشست زمین و عوارض جانبی ناشی از آن می‌شود. تراکم آبخوان با تغییر در فشار سیال منفذی بین خلل و فرج دانه‌های جامد صورت می‌گیرد. کاهش سطح آب و یا تغییرات پروفیل رطوبتی در بالای سطح آب زیرزمینی ممکن است باعث آرایش مجدد دانه‌های خاک و یا تراکم کلی لایه‌ی خاکی موجود نظیر خاک رس شود. فرونشست ماندگار زمین عمدتاً به‌علت فشرده‌شدن و تحکیم لایه‌های رس و سیلت میان آبخوان است. لایه‌ی رسی که تحکیم می‌شود، هرگز مجدداً آب از دست‌داده‌ی خود را باز نخواهد یافت و درنتیجه فرونشست زمین ماندگارخواهد بود. بنابراین، تغذیه‌ی سفره‌ی آب زیرزمینی و رساندن آن به ترازهای اولیه، سبب بازگشت سطح زمین به تراز اولیه نخواهد شد.[۳]

مطالعات صورت‌گرفته در سراسر جهان نشان می‌دهد که تغییرمکان در سطح زمین تابعی از تغییرات تراز آب‌های زیرزمینی است. برای مثال، دشت لاس‌وگاس[۱] در نوادا آمریکا، دشت أنتلوپ[۲] و دشت سانتا کلارا[۳] در کالیفرنیا آمریکا، شهر جاکارترا[۴] در اندونزی، و شهر پاریس در فرانسه نمونه‌هایی از پدیده‌ی مذکور هستند. نکته‌ی جالب توجه این است که موقعیت مکانی بیشترین مقدار فرونشست همیشه منطبق بر موقعیت مکانی بیشترین افت تراز آب‌های زیرزمینی مشاهده‌شده نیست. مثلاً در لاس‌وگاس، موقعیت بیشترین افت تراز آب‌های زیرزمینی متفاوت از موقعیت مکانی بیشترین فرونشست مشاهده‌شده بوده است. همچنین در برخی از مکان‌ها، مانند ممفیس[۵] در آمریکا، علی‌رغم وجود افت شدید تراز آب‌های زیرزمینی، هیچ فرونشست قابل ملاحظه‌یی گزارش نشده است؛[۴] که علت آن می‌تواند تراکم بسیار بالای مخزن و یا وجود مخزن سنگی باشد. این موضوع حاکی از اهمیت مدل‌سازی پدیده‌ی فرونشست زمین است. برخی از پژوهشگران ضمن مطالعه‌ی پاسخ مکانیکی سازند به استخراج سیال، کاهش تراکم‌پذیری کل لایه با افزایش تنش مؤثر یا افزایش کرنش در آزمایشگاه را بررسی کرده‌اند. خطی‌بودن رابطه بین استخراج سیال و فرونشست منطقه نیز مطرح شده است. لازم به توضیح است که رابطه‌ی بین استخراج سیال و فرونشست منطقه گرچه ممکن است در موارد خاصی خطی باشد، ولی غالباً خطی نیست و به‌دلیل آثار متقابل پارامترهای هیدرولیکی و فرونشست، غیرخطی است.[۵]

۲.۱. مرور تحقیقاتی در زمینه‌ی مدل‌سازی عددی فرونشست ناشی از برداشت آب‌های زیرزمینی

در بخش کنونی به بررسی برخی از مطالعات صورت‌گرفته در زمینه‌ی مدل‌سازی عددی پدیده‌ی فرونشست پرداخته شده است. با توجه به اهمیت پیش‌بینی رفتار زمین در اثر برداشت آب‌های زیرزمینی و همچنین عدم امکان بررسی پدیده‌ی فرونشست در آزمایشگاه، پژوهشگران بسیاری از گذشته تاکنون به مدل‌سازی عددی پدیده‌ی اخیر به روش‌های: المان محدود، حجم محدود، تفاضل محدود، و برخی روش‌های بدون شبکه پرداخته‌اند. روش‌های بدون شبکه، مزایای بسیاری از جمله توانایی استفاده از پیوستگی مرتبه‌ی بالاتر برای درون‌یابی، دست‌یابی به نمایش دقیق میدان‌های تنش، مدل‌سازی تغییرشکل‌های بزرگ، و انتشار ترک را ارائه می‌دهند.[۶] اگرچه تاکنون از روش EFG برای مدل‌سازی عددی برخی از مسائل ژئوتکنیکی استفاده شده است،[۸-۶] تاکنون پژوهشی در زمینه‌ی مدل‌سازی همبسته‌ی جریان-تغییرشکل (هیدرومکانیکال) برای بررسی و پیش‌بینی پدیده‌ی فرونشست به این روش صورت نگرفته است. در ادامه، تعدادی از مطالعات صورت‌گرفته در زمینه‌ی مدل‌سازی فرونشست زمین ارائه شده است.

خوش‌قلب و خلیلی (۲۰۱۰)،[۹] به‌منظور حل معادله‌ی بیو (Biot)،[۱۰] الگوریتمی کاملاً همبسته و بدون‌شبکه ارائه کرده‌اند، که برای گسسته‌سازی مکانی از روش درون‌یابی نقطه‌ی شعاعی (RPIM) [۶] و برای گسسته‌سازی زمانی از روش تقریبی سه‌نقطه‌یی استفاده می‌کند. ایشان به کمک حل تعدادی مسئله‌ی تحلیلی، کاربرد مدل بدون شبکه‌ی خود را برای شبیه‌سازی مسائل همبسته‌ی جریان- تغییرمکان در محیط‌های متخلخل اشباع نشان دادند.

اسدی و عطائی‌آشتیانی (۲۰۱۵)،[۱] یک مدل مفهومی برای ترکیب معادله‌های یک‌بُعدی- دوفاز و دوبُعدی-تک‌فاز جهت محاسبه‌ی نشست به ترتیب در لایه‌های اشباع و غیراشباع در یک محیط متخلخل کشسان ارائه و معادلات جریان و تعادل را به‌صورت همبسته و به روش گسسته‌سازی حجم محدود مدل‌سازی کرده‌اند. درنهایت، پس از ترکیب مدل عددی دوفازه‌ی هیدرومکانیکی با مدل عددی اشباع دوبُعدی جهت مدل‌سازی لایه‌های اشباع و غیراشباع، فرونشست ناحیه‌یی در دشت تهران به عنوان مطالعه‌ی موردی بررسی شده است.

برای پیش‌بینی میزان فرونشست دشت علی‌آباد در استان‌های قم و مرکزی، نظری (۲۰۱۷)،[۱۱] با استفاده از نرم‌افزار المان محدود مادفلو[۷] به مدل‌سازی جریان آب زیرزمینی پرداخته و سپس با واردکردن نتایج حاصل از بخش دیگری از پژوهش، که در آن با استفاده از روش تداخل‌سنجی ماهواره‌یی میزان فرونشست در دشت علی‌آباد شبیه‌سازی شده بود، شرایط فرونشست منطقه برای شرایط مختلف در آینده را پیش‌بینی کرده است. درواقع به کمک تحلیلی غیرهمبسته و با استفاده از داده‌های ماهواره‌یی موجود، میزان فرونشست زمین را بررسی کرده است.

رجبی (۲۰۱۸)،[۱۲] به کمک نرم‌افزار پلکسیس سه‌بُعدی[۸] به روش المان محدود و با درنظرگرفتن تغییرات فشار آبخوان، داده‌های هیدرولوژیکی، و ژئوتکنیکی موجود به شبیه‌سازی پدیده‌ی فرونشست دشت علی‌آباد قم با استفاده از تئوری تحکیم و درنظرگرفتن مدل کشسان با رفتار خمیری ایده‌آل[۹] پرداخته است.

به‌منظور شبیه‌سازی جریان آب‌های زیرزمینی در آبخوان‌های محصورنشده، پاسانیا[۱۰] و همکاران (۲۰۱۹)،[۱۳] به مدل‌سازی عددی جریان به کمک روش

[۱] Las Vegas
[۲] Antelope
[۳] Santa Clara
[۴] Jakatra
[۵] Memphis
[۶] Radial Point Interpolation Method
[۷] MODFLOW
[۸] Plaxis 3D
[۹] Elastic-perfectly plastic
[۱۰] Pathania

بدون شبکه‌ی EFG برای گسسته‌سازی مکانی و رویکرد جابجایی کمینه‌ی مربعات (MLS)[۱] برای ساخت توابع شکل پرداخته‌اند. سایر مطالعات پیشین به کمک روش‌های عددی وابسته به مش، مانند روش المان محدود و روش تفاضل محدود صورت گرفته است و طبیعتاً روش‌های مذکور مستلزم وجود یک شبکه‌ی محاسباتی اولیه هستند، که تولید مش مذکور می‌تواند در هندسه‌های پیچیده از لحاظ محاسباتی غیراقتصادی باشد و همچنین زمانی که شبکه‌بندی انطباقی[۲] نیاز باشد، روش‌های اخیر صرفه‌ی محاسباتی بالایی ندارند. از این رو، مطالعه‌ی اخیر با روش EFG که یک روش بدون شبکه است، صورت گرفت. پس از راستی‌آزمایی مدل به کمک چند مثال یک‌بُعدی و دوبُعدی، مدل‌سازی جریان در آبخوان محصور دریاچه‌ی بلو[۳] در شمال کالیفرنیا آمریکا انجام و نتایج عددی با نتایج به‌دست‌آمده از نرم‌افزار مادفلو مقایسه شد. این تذکر لازم است که ایشان در سال ۲۰۱۴ نیز به بررسی کارکرد روش EFG به‌منظور مدل‌سازی جریان آب‌های زیرزمینی در آبخوان‌های محصورشده پرداخته بودند.[۱۱]

از مطالعات صورت‌گرفته‌ی پیشین نتیجه می‌شود که تاکنون مطالعه‌یی در زمینه‌ی مدل‌سازی همبسته‌ی تغییرشکل- جریان به‌منظور مدل‌سازی پدیده‌ی فرونشست به روش EFG انجام نشده و پژوهش حاضر می‌تواند تکمیل‌کننده‌ی سایر مطالعات صورت‌گرفته در زمینه‌ی مدل‌سازی عددی پدیده‌ی فرونشست باشد.

۳.۱. روش بدون المان گالرکین (EFG)

روش بدون المان گالرکین (EFG)، تکامل‌یافته‌ی روش DEM [۴]،[۱۵] است، که توسط بلیشکو [۵] و همکاران (۱۹۹۴)،[۱۶] ارائه شده است؛ که مشخصه‌های اصلی آن به این شرح است:[۱۷]

۱. استفاده از تقریب MLS جهت ساخت توابع شکل،

۲. استفاده از فرم ضعیف معادله‌ی انتگرالی مقید گالرکین برای ایجاد سیستم معادله‌های مجزاسازی‌شده،

۳. ایجاد شبکه‌ی پس‌زمینه جهت انتگرال‌گیری به‌منظور محاسبه‌ی ماتریس‌های سیستم.

روش EFG مانند FEM از فرمول‌بندی‌هایی استفاده می‌کند که بر مبنای اصل کار مجازی یا روش‌های باقی‌مانده‌ی وزنی است. این فرمول‌بندی‌ها منجر به تشکیل فرم ضعیف معادلات دیفرانسیل می‌شود، که پایدارتر از فرم قوی است. بنابراین در روش EFG نیز مانند FEM معادلات دیفرانسیلی حاکم بر مسئله، ابتدا به فرم انتگرالی تبدیل و سپس فرم انتگرالی با انتگرال‌گیری عددی در نقاط گوسی[۶] در دامنه‌ی مسئله به دستگاه معادلات جبری تبدیل می‌شود. روش EFG به دلیل برقرارنبودن خاصیت تابع کرونکر دلتا[۷] برای توابع شکل از روش MLS، معمولاً از ضرایب لاگرانژ یا روش پنالتی استفاده می‌کند، تا شرایط مرزی ضروری به‌درستی اعمال شوند.

۲. مبانی تئوریک و معادلات حاکم

در بخش حاضر، به بررسی مبانی تئوریک یک مدل عددی کاملاً همبسته‌ی هیدرومکانیکی در حالت غیراشباع جهت تحلیل پدیده‌ی فرونشست ناشی از استخراج آب‌های زیرزمینی از آبخوان‌ها پرداخته شده است. معادله‌های دیفرانسیلی حاکم بر مسئله، شامل: معادله‌ی تعادل کل سیستم[۸]، معادله‌ی پیوستگی جریان[۹] سیال ترکننده، و معادله‌ی پیوستگی سیال غیرترکننده در محیط متخلخل است. در رویکرد عددی EFG، فرم ضعیف معادلات حاکم با اعمال روش باقیمانده‌ی وزنی بر معادله‌های اصلی و با استفاده از روش پنالتی جهت وضع شرایط مرزی ضروری به‌دست می‌آید. معادله‌های جبری نیز از طریق مجزاسازی معادله‌های انتگرالی با به‌کارگیری روش EFG در مکان، و با استفاده از روش تفاضل محدود به‌صورت کاملاً ضمنی[۱۰] در زمان به‌دست می‌آیند. دستگاه معادله‌های جبری به‌دست‌آمده نیز با روش تکرار مستقیم حل شده و در نتیجه، میدان‌های جابجایی و فشار سیال‌های منفذی به‌طور همبسته به‌دست آمده‌اند.[۱۸]

۲.۱. معادله‌های حاکم

شرایط هیدرومکانیکی غیراشباع حفره‌های محیط متخلخل توسط دو یا چند سیال منفذی شامل یک فاز سیال ترکننده[۱۱] (مانند آب) و چند فاز سیال غیرترکننده[۱۲] (مانند هوا یا بخار آب) پُر می‌شوند. این تذکر لازم است که در پژوهش حاضر ضمن فرض ثابت‌بودن دما، از تبدیل فازها به یکدیگر صرف‌نظر شده است. همچنین هر دو سیال ترکننده (آب) و غیرترکننده (هوا)، لزج و امتزاج‌ناپذیر[۱۳] (مخلوط‌نشدنی) در نظر گرفته شده‌اند. سه معادله‌ی اصلی، شامل معادله‌ی تعادل کل سیستم و دو معادله‌ی پیوستگی جریان برای سیال‌های ترکننده و غیرترکننده در محیط متخلخل به ترتیب مطابق روابط ۱ الی ۳ برقرارند:

$$\sigma_{ij,j} + \rho g_i = 0 \qquad (1)$$

$$\left[S_w \frac{\alpha - n}{K_s}\left(S_w + \frac{\partial S_w}{\partial p_c} p_c\right) + \frac{n S_w}{K_w} - n\frac{\partial S_w}{\partial p_c}\right]\frac{Dp_w}{Dt} + \left[S_w \frac{\alpha - n}{K_s}\left(1 - S_w - \frac{\partial S_w}{\partial p_c} p_c\right) + n\frac{\partial S_w}{\partial p_c}\right]\frac{Dp_{nw}}{Dt} + \alpha S_w \dot{u}_{i,i} + \frac{1}{\rho_w}\left[\rho_w \frac{k_{ij} k_{rw}}{\mu_w}(-p_{w,i} + \rho_w g_j)\right]_{,i} = 0 \qquad (2)$$

---

۱ Moving Least Squares
۲ Adaptive remeshing
۳ Blue Lake
۴ Diffuse Element Method
۵ Belytschko
۶ Quadrature points
۷ Kronecker delta
۸ Momentum balance equation
۹ Mass balance equation
۱۰ Fully implicit scheme
۱۱ Wetting phase
۱۲ Non-wetting phase
۱۳ Immiscible

$$\left[(1-S_w)\frac{\alpha-n}{K_s}\left(S_w+\frac{\partial S_w}{\partial p_c}p_c\right)+n\frac{\partial S_w}{\partial p_c}\right]\frac{Dp_w}{Dt}+\left[\begin{array}{l}(1-S_w)\frac{\alpha-n}{K_s}\left(1-S_w-\frac{\partial S_w}{\partial p_c}p_c\right)\\ -n\frac{\partial S_w}{\partial p_c}+\frac{n(1-S_w)}{K_{nw}}\end{array}\right]\frac{Dp_{nw}}{Dt}+\alpha(1-S_w)\dot{u}_{i,i}+\frac{1}{\rho_w}\left[\rho_w\frac{k_{ij}k_{rw}}{\mu_w}(-p_{w,i}+\rho_w g_j)\right]_{,i}=0 \qquad (3)$$

که در آن‌ها، σ_{ij} تانسور تنش کلی، $\rho=(1-n)\rho_s+n\left(S_w\rho_w+S_{nw}\rho_{nw}\right)$ چگالی متوسط محیط، n تخلخل، ρ_s چگالی فاز جامد، ρ_π چگالی فاز سیال ترکننده و غیرترکننده $(\pi=w\,,nw)$، u_i سرعت فاز جامد، S_π درجه‌ی اشباع فازهای سیال، μ_π، p_π، و ρ_π به ترتیب ویسکوزیته‌ی دینامیکی، فشار، و چگالی فازهای سیال، $k_{r\pi}$ ضریب نفوذپذیری نسبی فاز سیال π، k_{ij} تانسور نفوذپذیری ذاتی، g_j بردار شتاب زمین، α ثابت Biot $p_c=p_{nw}-p_w$ مکش ساختاری[1]، t زمان، و K_s و K_π به ترتیب مدول بالک فاز جامد فازهای سیال هستند.[19] از حل هم‌زمان روابط ۱ الی ۳، مقادیر مجهول بردار جابجایی و فشار سیال ترکننده و غیرترکننده محاسبه خواهد شد.

۲.۲. گسسته‌سازی مکانی و زمانی

به‌منظور مجزاسازی مکانی معادله‌های دیفرانسیلی با مشتق‌های جزئی حاکم بر مسئله با استفاده از روش بدون شبکه‌ی EFG، در ابتدا با اعمال روش باقیمانده‌ی وزنی[2]، فرم انتگرالی معادله‌های دیفرانسیلی مرتبط به‌دست می‌آید. سپس با درنظرگرفتن جابجایی و فشار سیال‌های حفره‌یی به‌عنوان متغیرهای اصلی مسئله و استفاده از توابع شکل EFG برای تقریب‌زدن مقدار متغیرهای مذکور در هر نقطه‌ی دلخواه در بازه‌ی مکانی مسئله، معادله‌های انتگرالی حاصل به معادله‌های ماتریسی تبدیل می‌شوند. برای مجزاسازی دستگاه معادله‌ها در زمان از روش تفاضل محدود با رویکرد ضمنی استفاده می‌شود. بدین ترتیب دستگاه معادله‌های ماتریسی مطابق آنچه در مرجع [19] شرح داده شده است، به‌صورت رابطه‌ی ۴ حاصل می‌شود:

$$\begin{bmatrix} C_{11}+C_u^\alpha & -C_{12} & -C_{13}\\ C_{21} & C_{22}+\Delta t\left(K_{22}+K_{pw}^\alpha\right) & C_{23}\\ C_{31} & C_{32} & C_{33}+\Delta t\left(K_{33}+K_{pnw}^\alpha\right)\end{bmatrix}^{n+1}\begin{Bmatrix}U\\P_w\\P_{nw}\end{Bmatrix}^{n+1}=\begin{bmatrix} C_{11}+C_u^\alpha & -C_{12} & -C_{13}\\ C_{21} & C_{22} & C_{23}\\ C_{31} & C_{32} & C_{33}\end{bmatrix}^{n}\begin{Bmatrix}U\\P_w\\P_{nw}\end{Bmatrix}^{n}+\Delta t\begin{Bmatrix}\partial/\partial t\left(F_u+F_u^\alpha\right)\\ \left(F_{pw}+F_{pw}^\alpha\right)\\ \left(F_{pnw}+F_{pnw}^\alpha\right)\end{Bmatrix}^{n+1} \qquad (4)$$

معادله‌ی ۴، سیستم معادله‌های مجزاسازی‌شده‌ی نهایی برای تحلیل هیدرومکانیکی کاملاً همبسته‌ی یک محیط متخلخل تغییرشکل‌پذیر غیراشباع به روش EFG است، که از حل آن مقادیر مجهول بردار جابجایی و فشار سیال ترکننده و غیرترکننده محاسبه خواهد شد. برای شرح کامل فرمول‌بندی و متغیرهای ماتریس ضرایب به نوشتار صمیمی و پاک (۲۰۱۶)،[19] مراجعه شود. از آنجایی که مؤلفه‌های تشکیل‌دهنده‌ی ماتریس‌های ضرایب در دستگاه معادلات جبری اخیر، خود توابعی از متغیرهای اصلی مسئله هستند، این دستگاه معادلات یک دستگاه معادله‌ی غیرخطی است و برای تعیین مقدار مجهول‌ها در هر گام زمانی نیاز به استفاده از روش‌های تکرار است. برای این منظور، در پژوهش حاضر از یک روش حل از نوع نقطه‌ی ثابت[3] جهت خطی‌سازی دستگاه معادله‌های جبری به فرم رابطه‌ی ۵ استفاده شده است:

$$K\left(X_i^{n+1}\right)\left(X_{i+1}^{n+1}\right)=F\left(X_i^{n+1}\right) \qquad (5)$$

که در آن، X_i^{n+1} بردار مجهول‌ها در گام زمانی $n+1$ و در تکرار شماره‌ی i است. همچنین در معادله‌ی جبری اخیر، K ماتریس ضرایب است. شرط همگرایی تکرار برای حل دستگاه معادله‌ی غیرخطی به صورت رابطه‌ی ۶ تعیین شده است:

$$\varepsilon=\max\left(\frac{\left|X_{i+1}^{n+1}-X_i^{n+1}\right|}{X_{i+1}^{n+1}}\right) \qquad (6)$$

که در آن، ε حد رواداری است،که در پژوهش حاضر به میزان 10^{-4} تنظیم شده است. الگوریتم و حلقه‌های تکرار برنامه‌ی رایانه‌یی EFG به این شرح است:[20 و 26]

۱- تعریف هندسه‌ی مسئله، مرزها، شرایط اولیه، و پارامترهای محیط.

۲- تعیین مختص‌های گره‌ها و تعیین دامنه‌ی تأثیر هر گره.

۳- تعیین المان‌های انتگرال‌گیری در محیط روی مرزهای ضروری و طبیعی (جابجایی و فشار حفره‌یی، تنش، و شار جریان).

۴- تعیین مختصات، وزن، و ژاکوبین نقاط انتگرال‌گیری برای هر المان درون محیط و روی مرز برای شبکه‌ی انتگرال‌گیری پس‌زمینه.

۵- پیمایش حلقه روی گام زمانی:

۱.۵.تعیین مقادیر شرایط مرزی ضروری و طبیعی.

۲.۵. محاسبه‌ی ماتریس‌ها و بردارهای مرزی روی نقاط انتگرال‌گیری المان‌های مرزی:

- انتخاب توابع شکل و مشتق‌های آن‌ها برای هر گره‌ی همسایه.
- محاسبه‌ی ماتریس‌ها و بردارهای گره‌یی مرزی.
- برهم‌نهی ماتریس‌ها و بردارهای گره‌یی مرزی و ایجاد ماتریس‌ها و بردارهای کل آن‌ها.

۳.۵. شروع حلقه‌ی تکرار (حل دستگاه معادله غیرخطی):

- پیمایش حلقه روی نقاط انتگرال‌گیری المان‌های درون محیط جهت محاسبه‌ی ماتریس‌ها و بردارهای مرتبط:

الف) انتخاب گره‌های همسایه‌ی یک نقطه‌ی انتگرال‌گیری براساس دامنه‌ی تأثیر گره‌ها.

[1] Capillary pressure

[2] Weighted residual method

[3] Fixed point method

ب) تعیین توابع شکل و مشتق‌های آن‌ها برای هر گره‌ی همسایه.
ج) تعیین مقدار متغیرهای مسئله در نقطه‌ی انتگرال‌گیری و سپس محاسبه‌ی ماتریس‌ها و بردارهای گره‌یی.
د) برهم‌نهی ماتریس‌ها و بردارهای گره‌یی و ایجاد ماتریس‌ها و بردارهای کل آن‌ها.

- تشکیل دستگاه معادله‌ها و تحلیل آن‌ها برای به‌دست‌آوردن مقادیر گره‌یی جابجایی و فشار سیال‌های حفره‌یی در هر گره.
- کنترل معیار همگرایی حلقه‌ی تکرار و شروع تکرار بعدی درصورت عدم ارضاء معیار همگرایی.
- پایان حلقه‌ی تکرار در صورت ارضاء معیار همگرایی.

۴.۵. تعیین میدان جابجایی، فشار سیال‌های منفذی، و تنش مؤثر در گره‌ها.
۵.۵. تعیین کرنش، تنش مؤثر، و شار سیال‌های حفره‌یی در نقاط انتگرال‌گیری المان‌های درون محیط.
۶.۵. ثبت تاریخچه‌ی متغیرهای اصلی و مشتق‌های آن‌ها و بازگشت به مرحله‌ی ۱.۵ و شروع گام زمانی بعدی.
۶- پایان گام‌های زمانی (پایان تحلیل).

۳.۲. روابط رفتاری سیستم‌های چندفازی

برای تحلیل عددی مسائل غیراشباع لازم است روابط بین نفوذپذیری و درجه‌ی اشباع سیستم با فشار موئینگی مشخص باشد. برای سیال‌های منفذی، روابط مختلفی بین درجه‌ی اشباع، نفوذپذیری، و فشار مویینگی پیشنهاد شده است. موارد به‌کاررفته در برنامه‌ی کامپیوتری استفاده‌شده بر حسب شرایط مسئله‌ی موردنظر در جدول ۱ ارائه شده است.

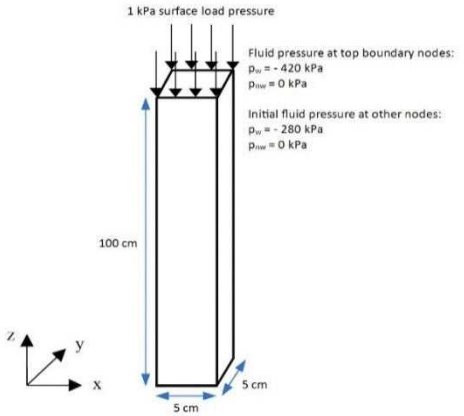
در جدول اخیر، k_{r_w} و $k_{r_{nw}}$ به ترتیب ضریب نفوذپذیری نسبی سیال ترکننده و سیال غیرترکننده هستند. سایر پارامترهای ذکرشده در روابط جدول ۱ نیز در جدول ۲ معرفی شده‌اند.

۳. راستی‌آزمایی نرم‌افزار EFG

به‌منظور راستی‌آزمایی روش EFG برای حل همزمان معادلاه‌های پیوستگی جریان فازهای سیال ترکننده و غیرترکننده و معادله‌ی تعادل مومنتم در یک محیط متخلخل تغییرشکل‌پذیر، مطابق با مطالعه‌ی صمیمی و پاک (۲۰۱۶)،[۱۹] مسئله‌ی تحکیم یک ستون خاک غیراشباع در اثر تبخیر از سطح بررسی شده است. در مسئله‌ی مذکور، تبخیر سطحی از یک ستون خاک غیراشباع تحت تنش سطحی یک کیلوپاسکالی با فشار آب منفذی مطلق اولیه‌ی ۲۸۰- کیلوپاسکال، متناظر با درجه‌ی اشباع اولیه‌ی ۰/۵۲ صورت گرفته است. هندسه‌ی مسئله در شکل ۱ مشاهده می‌شود. مرزهای کناری و تحتانی نفوذناپذیر هستند و مرز فوقانی نفوذپذیر و دارای فشار آب منفذی ۴۲۰- کیلوپاسکال و فشارهوای منفذی صفر است. همچنین مرزهای جانبی مدل فقط اجازه‌ی جابجایی در راستای قائم را دارند و مرز پایینی در مقابل تمامی مؤلفه‌های جابجایی مقید شده است، اما برای مرز بالایی قیدی

جدول ۱. روابط بین نفوذپذیری، درجه‌ی اشباع، و موئینگی.

ردیف	پژوهشگر	ضرایب نفوذپذیری و درجه‌ی اشباع
۱	ون‌گنختن[۱] [۲۱]	$k_{r_w} = \sqrt{s_e}[1-(1-s_e^{1/\gamma})^{\gamma}]^2$ $k_{r_{nw}} = \sqrt{1-s_e}(1-s_e^{1/\gamma})^{2\gamma}$ $s_e = \left(1+(\alpha p_c)^{\beta}\right)^{-\gamma}$
۲	هویاکارن[۲]وهمکاران [۲۲]	$k_{r_w} = s_e^{\,n}$ $k_{r_{nw}} = (1-s_e)^n$ $s_e = \left(1+(\alpha p_c)^{\beta}\right)^{-\gamma}$



شکل ۱. هندسه و شرایط مرزی مسئله‌ی تحکیم خاک غیراشباع

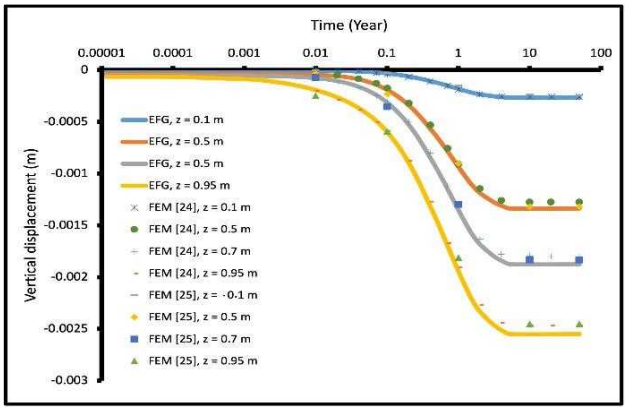
جدول ۲. تعریف متغیرهای استفاده‌شده در روابط جدول ۱.

ردیف	متغیر	واحد	توضیح
۱	s_e	-	درجه‌ی اشباع مؤثر یا نرمال‌شده
۲	p_c	Pa	فشار مویینگی یا مکش: $p_c = p_{nw} - p_w$
۳	α	m^{-1}	ضریب تجربی مدل ون‌گنختن [۲۱]
۴	β	-	ضریب تجربی ون‌گنختن[۲۱]
۵	γ	-	ضریب تجربی ون‌گنختن[۲۱]
۶	n	-	ضریب تجربی مدل هویاکارن و همکاران [۲۲]
۷	p_d	Pa	فشار جابجایی یا کمینه‌ی فشار مویینگی مدل مدل بروکس-کوری [۲۳]
۸	λ	-	شاخص توزیع اندازه‌ی منافذ[۱] یا ناهمگنی محیط مدل بروکس-کوری [۲۳]

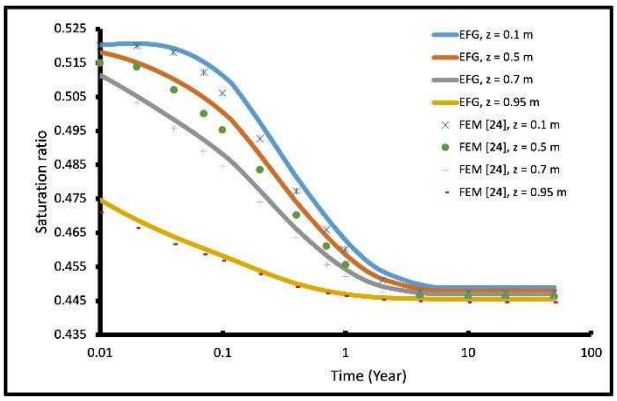
[۱] Van Genuchten
[۲] Huyakorn

وجود ندارد. در مسئله‌ی ذکرشده از شتاب گرانش صرف‌نظر شده است. مجزاسازی مکانی دامنه‌ی مسئله به کمک ۸۴ گره به فاصله‌ی گره‌ی یکنواخت ۵ سانتی‌متر (۲۱ گره در راستای z و ۲ گره در راستای x و y) صورت گرفته است. مجزاسازی زمانی نیز در ابتدا به کمک بازه‌های زمانی ۱ ثانیه‌یی آغاز شده و سپس با بازه‌های زمانی $۱۰^{۲}$، $۱۰^{۳}$، و $۱۰^{۴}$ ثانیه‌یی ادامه یافته است. برای مدل‌سازی مکش و نفوذپذیری نسبی از روابط پیشنهادی بروکس-کوری (۱۹۶۴)،[۲۳] مطابق جدول ۱ استفاده شده و پارامترهای آن و مشخصات خاک در جدول ۳ ارائه شده است. در ابتدا، فشار آب منفذی محیط به‌صورت یکنواخت و ۲۸۰- کیلوپاسکال است. سپس فشار آب منفذی مطلق در سطح فوقانی سریعاً به مقدار ۴۸۰- کیلوپاسکال کاهش یافته و تبخیر هوا از سطح خاک آغاز شده است.

در شکل‌های ۲ و ۳، به ترتیب پروفیل‌های جابجایی قائم و درجه‌ی اشباع آب در نقاط مختلف ستون خاک بر حسب زمان مشاهده می‌شود و نتایج روش EFG با نتایج پژوهش رحمان و همکاران (۱۹۹۹)،[۲۴] و خوئی و محمدنژاد (۲۰۱۱)،[۲۵] که با استفاده از روش المان محدود این مسئله را حل کرده‌اند، مقایسه شده است. با توجه به دو نمودار مذکور، تحکیم خاک تا حدود ۴ روز طول کشیده و پس از آن درجه‌ی اشباع خاک به مقدار ۰/۴۴۵ ثابت مانده است. مشاهده می‌شود که با وجود تفاوت در روش عددی استفاده‌شده و تفاوت روش مجزاسازی زمانی و مکانی استفاده‌شده در پژوهش حاضر با روش المان محدود، پیش‌بینی‌های مدل تطابق بسیار خوبی با نتایج ارائه‌شده با روش المان محدود داشته و بیشینه‌ی خطای نسبی نشست ۴٪ و بیشینه‌ی خطای نسبی درجه‌ی اشباع مربوط به آب کمتر از ۱٪ بوده است. در شکل ۴، پروفیل فشار آب حفره‌یی در ستون خاک در زمان‌های ۰/۰۱، ۰/۱، ۰/۵، و ۲ روز رسم شده و به‌منظور ارزیابی دقت کد رایانه‌یی EFG استفاده‌شده، نتایج به‌دست‌آمده از روش EFG با نتایج روش المان محدود پژوهش های ۲۴ و ۲۵ مقایسه شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، با گذشت زمان و خروج هوا از سطح خاک، مقدار فشار آب حفره‌یی از ۲۸۰-



شکل ۲. نشست نقاط مختلف خاک بر حسب زمان در طی تحکیم خاک.



شکل ۳. درجه‌ی اشباع نقاط مختلف خاک بر حسب زمان در طی تحکیم خاک.

جدول ۳. مشخصات خاک مسئله‌ی نفوذ ناشی از فشار.[۲۴]

ردیف	متغیر	مقدار	واحد	توضیح
۱	n	۰/۳۶۸	-	پوکی
۲	k	$۴/۶\times۱۰^{-۱۲}$	$m^۲$	نفوذپذیری ذاتی خاک
۳	E	۶×۱۰^{۶}	Pa	مدول کشسان
۴	υ	۰/۴	-	ضریب پواسون
۵	ρ_s	۲۰۰۰	$kg/m^۳$	چگالی دانه‌های جامد
۶	ρ_w	۱۰۰۰	$kg/m^۳$	چگالی سیال ترکننده
۷	ρ_{nw}	۱/۲۲	$kg/m^۳$	چگالی سیال غیرترکننده
۸	K_s	$۱/۴\times۱۰^{۹}$	Pa	مدول بالک دانه‌های جامد
۹	K_w	$۴/۳\times۱۰^{۱۲}$	Pa	مدول بالک سیال ترکننده
۱۰	K_{nw}	$۱۰^{-۵}$	Pa	مدول بالک سیال غیر ترکننده
۱۱	μ_w	$۱۰^{-۳}$	Pa.s	لزجت سیال ترکننده
۱۲	μ_{nw}	$۱۰^{-۳}$	Pa.s	لزجت سیال غیر ترکننده
۱۳	S_{w_r}	۰/۳۹۶۶	-	درجه‌ی اشباع پسماند
۱۴	P_d	$۲/۲۵\times۱۰^{۵}$	Pa	فشار جابجایی[۱] یا کمینه‌ی فشار مویینگی مدل بروکس-کوری [۲۳]
۱۵	λ	۳	-	شاخص توزیع اندازه‌ی منافذ[۲] یا ناهمگنی محیط مدل بروکس-کوری[۲۳]

[۱] Displacement (Air entry) pressure

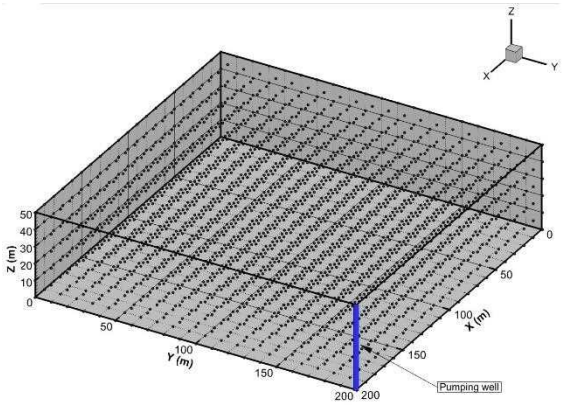
[۲] Pore size distribution index

کیلوپاسکال به ۴۲۰- کیلوپاسکال نزدیک شده است. ملاحظه می‌شود که تطابق بسیار خوبی بین نتایج پژوهش حاضر و نتایج خوئی و محمدنژاد (۲۰۱۱)،[۲۵] به روش المان محدود وجود دارد. مثال‌های دیگری از راستی‌آزمایی نرم‌افزار استفاده‌شده در مراجع [۱۸، ۱۹، و ۲۶] ارائه شده است.

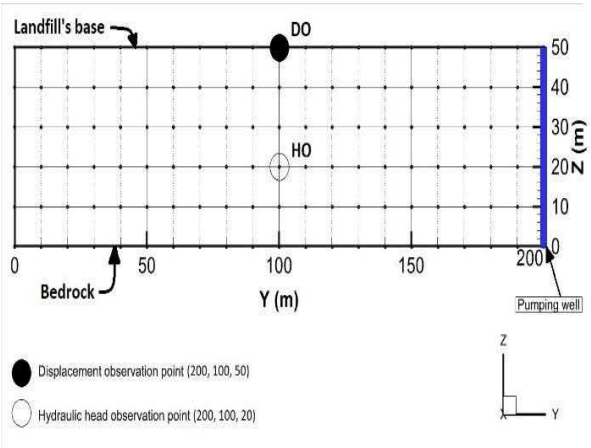
۴. مدل‌سازی عددی فرونشست غیراشباع به روش EFG

به‌منظور مدل‌سازی عددی فرونشست ناشی از استخراج آب‌های زیرزمینی به روش EFG، مسئله‌یی که پیشتر توسط کیم[۱] (۲۰۰۵)،[۲۷] توسط برنامه‌ی هیدرومکانیکال کواد[۲] و به روش المان محدود مدل شده است، بررسی شده است. در این مسئله، یک آبخوان به عمق ۵۰ متر مدنظر است. یک چاه قائم با بدنه‌ی متخلخل در میان سایت با هدف پایین‌آوردن سطح آب زیرزمینی و استخراج آب زیرزمینی منطقه حفر شده است. ابعاد مدل پس از آنالیز ابعادی مرزها، ۴۰۰×۴۰۰ متر درنظر گرفته شده است. البته به علت تقارن، فقط یک چهارم سایت، یعنی ابعاد ۲۰۰×۲۰۰ متر) مدل‌سازی شده است. طرح شماتیک مدل و آرایش گره‌یی استفاده‌شده در شکل ۵ مشاهده می‌شود. برای گسسته‌سازی مکانی از ۲۶۴۶ گره و به فاصله‌ی گره‌یی ۱۰ متر در راستاهای x، y، و z استفاده شده است. این تعداد گره پس از تعدادی سعی و خطا به‌دست آمد. بدین صورت که اگر فاصله‌ی گره‌یی بیش از این میزان باشد، مقادیر مجهول در گره‌ها همگرا نمی‌شوند یا خطای قابل توجهی پیدا می‌کنند. از طرفی تعداد گره‌ی بیشتر باعث افزایش غیرمنطقی هزینه‌ی محاسباتی می‌شود. در شکل ۶، مدل دوبُعدی در صفحه‌ی y-z و نقاط مشاهده‌یی نشان داده شده است.

سطح اولیه‌ی آبخوان در ۴۵ متری از کف (۵ متری از سطح زمین) قرار دارد و ۵ متر فوقانی آبخوان در حالت غیراشباع قرار دارد. بنابراین، فشار آب منفذی هیدرواستاتیک منفی برای عمق ۰ تا ۵ متر و فشار آب منفذی هیدرواستاتیک مثبت برای عمق ۵ تا ۴۵ متری آبخوان به عنوان شرایط اولیه بر مدل اعمال شد. همچنین فشار هوای منفذی برابر با فشار اتمسفر (صفر) فرض شد. آبخوان بر روی سنگ بستر (صلب و نفوذناپذیر) قرار گرفته است. میزان بارش سالانه‌ی منطقه ۱۵۳۹ میلی‌متر بر طبق آمار اداره‌ی هواشناسی سئول در کره‌ی جنوبی درنظر گرفته شد.[۲۷] بنابراین سطح فوقانی آبخوان نفوذپذیر فرض شده و میزان بارش مشخصی بر آن اعمال شده است. همچنین سطح بالایی مدل در مقابل هرگونه جابجایی آزاد فرض شده است. مرزهای جانبی مدل به‌صورت نفوذناپذیر و مقید در برابر جابجایی در راستای بردار عمود بر صفحه خود در نظر گرفته شدند. همچنین فرض می‌شود پمپ درون کیسینگ (لوله‌ی جدار چاه) قرار دارد و در نتیجه در راستای x و y مقید شده است. در هنگام شروع پمپاژ، به یک‌باره سطح آب در داخل چاه از ۴۵ متری به ارتفاع ۲۰ متری سطح نفوذناپذیر کاهش داده می‌شود و نرخ پمپاژ طوری تنظیم می‌شود که این میزان ثابت باقی بماند. بنابراین، به منظور مدل‌سازی پمپاژ آب، هد هیدرولیکی ثابتی برابر با ۲۰ متر بر ارتفاع ۰-۲۰ متری پمپ اعمال شده است. برای درنظرگرفتن شرایط غیراشباع در ۵ متر بالای مدل از روابط درجه‌ی اشباع و ضریب نفوذپذیری نسبی ارائه‌شده



شکل ۵. مدل سه بُعدی و آرایش گره‌یی مسئله.



شکل ۶.سطح جانبی مدل (سطح Y-Z) و نقاط بررسی‌شده برای مشاهده‌ی تغییرات هد هیدرولیکی و فرونشست.

توسط هویاکان و همکاران (۱۹۸۴)،[۲۲] که در جدول ۱ ارائه شده است، استفاده شده است.

مشخصات و ویژگی‌های مصالح آبخوان همسان در جدول ۴ ارائه شده است. این تذکر لازم است که تراکم‌پذیری و وزن مخصوص آب به ترتیب $۴/۴\times۱۰^{-۱۰}$ مترمربع بر نیوتن و ۹/۸۱ متر بر مجذور ثانیه درنظر گرفته شده است.[۲۷] همچنین حد رواداری برای ارضاء شرط همگرایی تحلیل غیرخطی مقدار $۱۰^{-۴}$ در هر تکرار درنظر گرفته شد. زمان نهایی تحلیل ۱۰ سال درنظر گرفته شد، تا از برقراری حالت پایدار[۳] اطمینان حاصل شود.

در شکل ۷، نمودار تغییرات هد هیدرولیکی بر حسب زمان پمپاژ در نقطه‌ی مشاهده‌یی HO به مختصات (۲۰، ۱۰۰، ۰) و در فاصله‌ی ۱۰۰ متری از چاه ارائه و نتایج پژوهش حاضر با نتایج پژوهش کیم (۲۰۰۵)،[۲۷] به روش المان محدود برای آبخوان مقایسه شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، با وجود یکسان‌بودن شرایط اولیه در هر دو روش، در ساعت‌های ابتدایی پمپاژ نتایج پژوهش حاضر مقادیر کمتری برای میزان کاهش هد هیدرولیکی گزارش می‌دهد. برای مثال، پس از گذشت فقط یک ساعت از شروع پمپاژ،

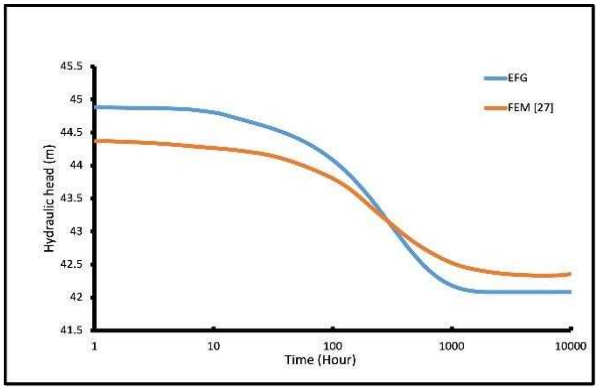
[۱] Kim

[۲] COWADE 123D

[۳] Steady-state

جدول ۴. مشخصات آبخوان.[۲۷]

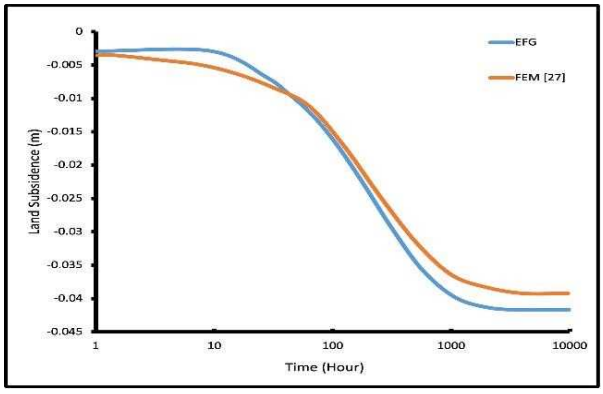
ردیف	متغیر	مقدار	واحد	توضیح
۱	n	۰/۲۵	-	پوکی
۲	k	$۳/۶۵\times۱۰^{-۵}$	m/s	ضریب هدایت هیدرولیکی
۳	E	$۱/۴۷\times۱۰^{۷}$	Pa	مدول کشسان
۴	G	$۵/۸۸\times۱۰^{۶}$	Pa	مدول برشی
۵	υ	۰/۲۵	-	ضریب پواسون
۶	υ_s	۰/۲۵	-	ضریب پواسون دانه‌های جامد
۷	ρ_s	$۲/۶۵\times۱۰^{۳}$	$kg/m^{۳}$	چگالی دانه‌های جامد
۸	E_s	$۱/۶۷\times۱۰^{۹}$	Pa	مدول کشسان دانه‌های جامد
۹	S_{wr}	۰/۰۵	-	درجه‌ی اشباع پسماند
۱۰	h_a	۰	m	هد فشار ورود هوا
۱۱	α_{BV}	۰/۵	$m^{-۱}$	ضریب مدل غیراشباع هویاکان و همکاران [۲۲]
۱۲	β_{BV}	۲	-	ضریب مدل غیراشباع هویاکارن و همکاران [۲۲]
۱۳	γ_{BV}	۱	-	ضریب مدل غیراشباع هویاکارن و همکاران [۲۲]
۱۴	n_{BV}	۲	-	ضریب مدل غیراشباع هویاکارن و همکاران [۲۲]



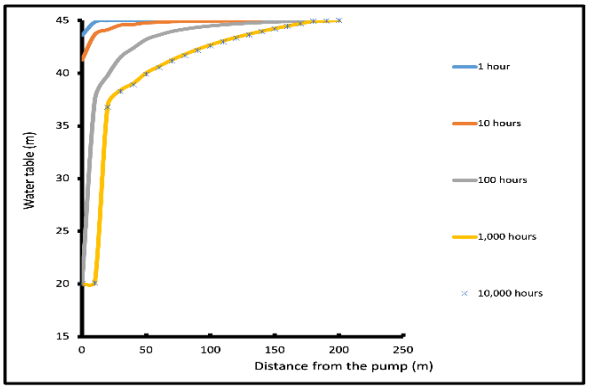
شکل ۷. نمودار تغییرات هد هیدرولیکی در نقطه‌ی HO بر حسب زمان.

مقدار هد هیدرولیکی گزارش‌شده توسط روش EFG در نقطه‌ی موردبررسی و از ۴۵ متر به ۴۴/۹ متر می‌رسد، اما نتایج روش المان محدود،[۲۷] بیان می‌کند که در یک ساعت ابتدایی بیش از ۰/۶ متر تغییر هد رخ داده است. پس از گذشت زمان، نتایج نهایی هد هیدرولیکی در روش EFG به نتایج روش FEM بسیار نزدیک می‌شود. برای مقایسه‌ی کمّی نتایج EFG، FEM، RMSE[۱] افت هدهیدرولیکی ۱۳/۳۵٪ به‌دست آمد، که نشان‌دهنده‌ی تطابق قابل‌قبول نتایج مدل‌سازی است.

در شکل ۸، میزان فرونشست زمین در طول زمان پمپاژ در نقطه‌ی مشاهده‌یی DO به مختصات (۵۰، ۱۰۰، ۰) در سطح زمین گزارش و نتایج روش‌های EFG و FEM مقایسه شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، نتایج روش EFG با دقت بسیار خوبی به نتایج روش FEM نزدیک است و RMSE فرونشست زمین ۵/۵۱٪ به‌دست آمده است، که نشانگر تطابق بسیار خوب نتایج مدل‌سازی است. در شکل ۹، تغییرات سطح آب نسبت به بستر نفوذناپذیر با گذشت ۱، ۱۰، ۱۰۰، ۱۰۰۰، و ۱۰۰۰۰ ساعت از آغاز



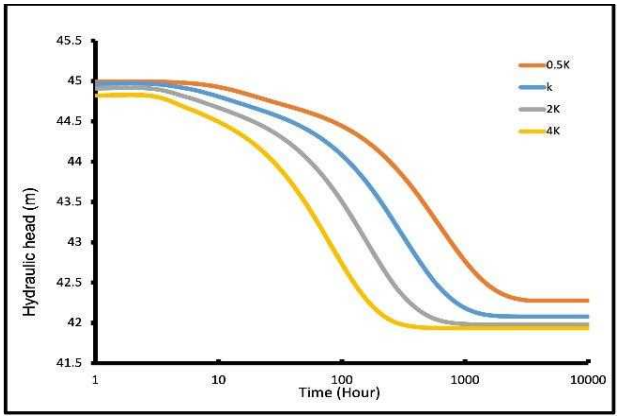
شکل ۸. نمودار فرونشست در نقطه‌ی DO بر حسب زمان در آبخوان.



شکل ۹. تغییرات سطح آب نسبت به بستر نفوذناپذیر بر حسب فاصله از چاه و با گذشت ۱، ۱۰، ۱۰۰، ۱۰۰۰، و ۱۰۰۰۰ ساعت.

پمپاژ بر حسب فاصله از چاه مشاهده می‌شود؛ که مطابق آن، با گذشت زمان سطح آب به‌تدریج کاهش یافته است. با توجه به نتایج مشخص است که تغییر اساسی سطح آب در آبخوان پس از گذشت ۱۰۰ ساعت ایجاد شده و

[۱] Root Mean Square Error



شکل ۱۰. نمودار تأثیر ضریب هدایت هیدرولیکی در هد در نقطه‌ی DO برحسب زمان $\left(K = ۳/۶۵\times۱۰^{-۵}\,m/s\right)$

سطح آب در نقطه‌یی در راستای پمپ به ۲۰ متر رسیده است. پس از گذشت ۱۰۰۰ ساعت و برقراری حالت جریان دائمی، سطح آب در نقطه‌یی در راستای پمپ به ۲۰ متر رسیده و پس از آن سطح آب ثابت مانده است.

۵. تحلیل پارامتریک

به‌منظور بررسی تأثیر پارامترهای مختلف در فرونشست ناشی از استخراج آب‌های زیرزمینی، یک سری تحلیل پارامتریک انجام و تأثیر ضریب هدایت هیدرولیکی، مدول کشسان و ضریب پواسون آبخوان در فرونشست زمین و تغییرات هد هیدرولیکی بررسی شده است.

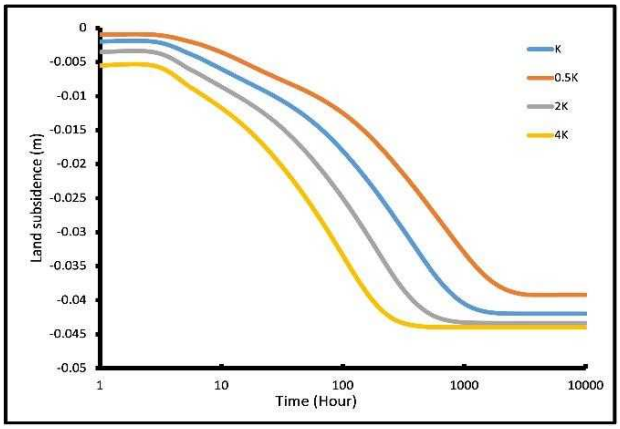
۱.۵. ضریب هدایت هیدرولیکی

برای بررسی تأثیر ضریب هدایت هیدرولیکی آبخوان در میزان فرونشست و تغییرات هد هیدورلیکی در آبخوان، مسئله‌ی موردبررسی برای ۴ مقدار نفوذپذیری مختلف مدل‌سازی شده است. در شکل ۱۰، تغییرات هد هیدرولیکی برای مقادیر مختلف نفوذپذیری در نقطه‌ی بررسی‌شده‌ی HO در فاصله‌ی ۱۰۰ متری از چاه بر حسب زمان مشاهده می‌شود؛ که مطابق آن، مقادیر نفوذپذیری آبخوان فقط در زمان رسیدن به حالت پایدار تأثیر دارد و چندان در میزان کاهش نهایی هدهیدرولیکی آبخوان مؤثر نیست.

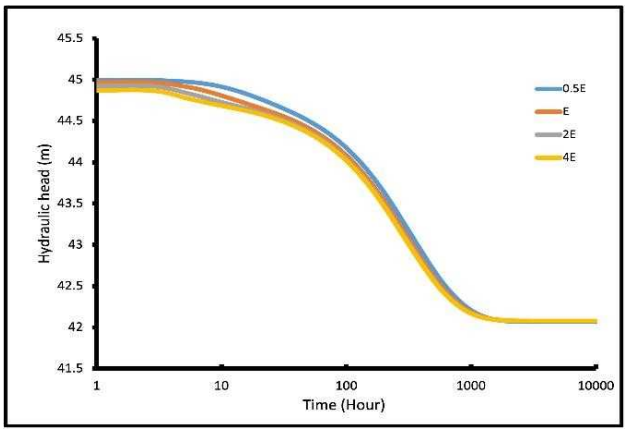
در شکل ۱۱، فرونشست آبخوان برای مقادیر مختلف ضریب نفوذپذیری در نقطه‌ی بررسی‌شده در فاصله‌ی ۱۰۰ متری از چاه بر حسب زمان مشاهده می‌شود. مشخص است که تغییر نفوذپذیری آبخوان، تأثیر چندانی در میزان فرونشست نهایی آبخوان نداشته و فقط در میزان زمان لازم برای رسیدن به فرونشست مؤثر بوده است. بدین صورت که هر چه ضریب هدایت هیدرولیکی آبخوان بیشتر باشد، در بازه‌ی زمانی کوتاه‌تری فرونشست رخ می‌دهد. بنابراین، می‌توان نتیجه‌گیری کرد که پارامتر ضریب هدایت هیدرولیکی، تأثیر چندانی در میزان فرونشست نهایی ندارد.

۲.۵. مدول کشسان آبخوان

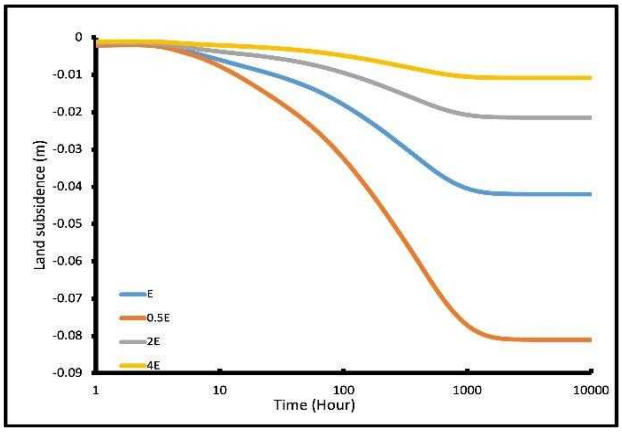
مسئله‌ی بررسی‌شده مجدداً برای مقادیر مختلف مدول کشسان مدل شده و بررسی تأثیر پارامتر مذکور در میزان فرونشست و تغییرات هدهیدرولیکی آبخوان صورت گرفته است. در شکل ۱۲، تأثیر مدول کشسان آبخوان در کاهش هد هیدرولیکی آبخوان مشاهده می‌شود؛ که مطابق آن، مدول کشسان آبخوان تأثیر بسیار کمی در روند کاهش هد هیدرولیکی آبخوان دارد. مشاهده



شکل ۱۱. نمودار تأثیر ضریب هدایت هیدرولیکی در فرونشست در نقطه‌ی DO بر حسب زمان.



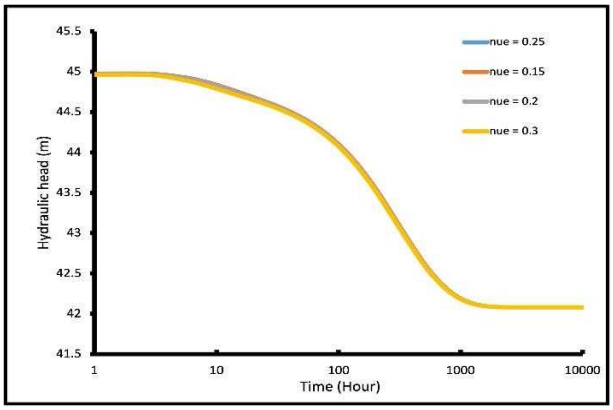
شکل ۱۲. نمودار تأثیر مدول کشسان در تغییرات هد هیدرولیکی در نقطه‌ی HO برحسب زمان



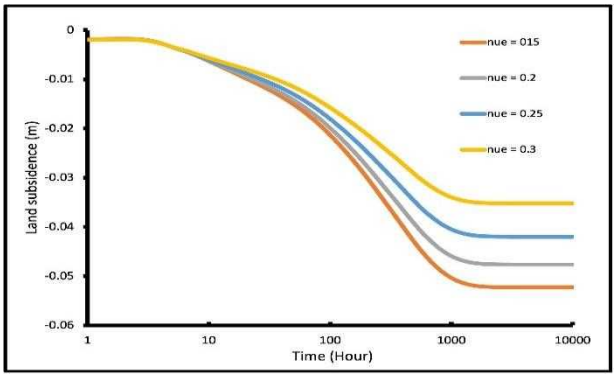
شکل ۱۳. نمودار تأثیر مدول کشسان در فرونشست در نقطه‌ی DO بر حسب زمان $\left(E = ۱۴/۷\ GPa\right)$.

می‌شود که با برقراری شرایط پایدار، هد هیدرولیکی برای مقادیر مختلف مدول کشسان یکسان به‌دست می‌آید. بنابراین، می‌توان نتیجه‌گیری کرد که مدول کشسان آبخوان تأثیر چندانی در میزان کاهش نهایی هد هیدرولیکی نداشته است.

در شکل ۱۳، تأثیر مدول کشسان آبخوان در فرونشست آبخوان مشاهده می‌شود؛ که مطابق آن، مدول کشسان آبخوان تأثیر چشمگیری در روند و



شکل ۱۴. نمودار تأثیر ضریب پواسون (υ) در تغییرات هد هیدرولیکی در نقطه‌ی HO بر حسب زمان.



شکل ۱۵. نمودار تأثیر ضریب پواسون (υ) در فرونشست در نقطه‌ی DO بر حسب زمان.

میزان نهایی فرونشست آبخوان داشته است. همان‌طور که انتظار می‌رفت، با افزایش میزان مدول کشسان سیستم آبخوان، میزان فرونشست کاهش یافته است. مشاهده می‌شود که با نصف‌شدن مدول کشسان آبخوان، فرونشست به میزان قابل توجهی افزایش یافته است و بنابراین لازم است پارامتر مدول کشسان با دقت بیشینه‌ی ممکن توسط روش‌های برجا یا آزمایشگاهی به‌دست آید.

۳.۵. ضریب پواسون آبخوان

در شکل‌های ۱۴ و ۱۵، به ترتیب تأثیر پارامتر ضریب پواسون در تغییرات هد هیدرولیکی و فرونشست مشاهده می‌شود. مشخص است که ضریب پواسون تقریباً تأثیری در روند کاهش هد هیدرولیکی و مقدار نهایی هد هیدرولیکی در حالت جریان پایدار ندارد. اما پارامتر اخیر، تأثیر نسبتاً مهمی در میزان فرونشست نهایی آبخوان دارد. بدین صورت که هر چه ضریب پواسون بیشتر باشد، فرونشست ایجادشده نیز بیشتر است. این نتیجه مطابق با رابطه‌ی مدول بالک با ضریب پواسون است $(K = E / ۳(۱-۲\upsilon))$. با توجه به رابطه‌ی عکس تراکم‌پذیری و مدول بالک، می‌توان نتیجه گرفت که هر چه ضریب پواسون به ۰/۵ نزدیک‌تر شود، تراکم‌پذیری مدل و در نتیجه میزان تغییرشکل قائم (با توجه به مقیدبودن سطوح جانبی مدل) کمتر می‌شود.

۶. نتیجه‌گیری

با رشد جمعیت و افزایش تقاضا برای آب شیرین، استفاده از سفره‌های آب زیرزمینی روند رو به افزایشی در چند دهه‌ی گذشته داشته است. از آنجا که برداشت آب از آبخوان‌ها باعث تحکیم لایه‌های آبخوان می‌شود، لازم است پیش از اجرای پروژه‌های استخراج آب‌های زیرزمینی مطالعاتی در رابطه با میزان فرونشست احتمالی انجام شود، تا از آسیب به محیط طبیعی و رخداد بحران فرونشست در سطح کلان جلوگیری شود. در پژوهش حاضر، به کمک یک مدل هیدرومکانیکی سه‌بُعدی کاملاً همبسته، پدیده‌ی فرونشست ناشی از استخراج آب‌های زیرزمینی از آبخوان‌های غیراشباع همسان با فرض برقراری رابطه‌ی کشسان خطی به روش EFG شبیه‌سازی و نتایج مدل‌سازی عددی با نتایج روش FEM مقایسه شد. افت نهایی هد هیدرولیکی و فرونشست نهایی ناشی از استخراج آب با دقت بسیار خوبی پیش‌بینی شد. بنابراین، مدل ارائه‌شده به خوبی توانایی مدل‌سازی پدیده‌ی فرونشست در آبخوان‌ها با درنظرگرفتن آثار لایه‌ی غیراشباع را دارد. در بخش پایانی پژوهش، مطالعه‌ی پارامتریک صورت گرفته و تأثیر پارامترهای ضریب هدایت هیدرولیکی آبخوان، مدول کشسان آبخوان و ضریب پواسون در فرونشست زمین بررسی شده است. مؤثرترین پارامتر، ضریب کشسان آبخوان است و پس از آن ضریب پواسون، تأثیر نسبتاً قابل توجهی در فرونشست زمین دارد. بدین صورت که با کاهش مدول کشسان و ضریب پواسون، فرونشست زمین افزایش می‌یابد. همچنین مشاهده شد اگر چه ضریب هدایت هیدرولیکی آبخوان در روند فرونشست تأثیرگذار است، پارامتر اخیر در میزان فرونشست نهایی زمین در حالت پایدار تأثیر چندانی ندارد. بنابراین، پارامترهای مدول کشسان و ضریب پواسون بیشترین تأثیر را در میزان فرونشست نهایی زمین دارند و لازم است پیش از اجرای پروژه‌های برداشت آب‌های زیرزمینی، پارامترهای اخیر با دقت قابل قبول در نظر گرفته شوند.

Refernces-منابع

1. Asadi, R. and Ataie-Ashtiani, B., 2015. A comparison of finite volume formulations and coupling strategies for two-phase flow in deforming porous media. *Computers and Geotechnics*, *67*, pp.17-32. https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2015.02.004
2. Donoso, M., Di Baldassarre, G., Boegh, E., Browning, A., Oki, T., Tindimugaya, C., Vairavamoorthy, K., Vrba, J., Zalewski, M. and Zubari, W. K., 2012. International hydrological programme (ihp) eighth phase: water security: Responses to local, regional and global challenges. *Strategic Plan, Ihp-Viii (2014-2021)*. Catalog number p.218061, UNESCO. https://unesdoc.unesco.org/images/0021/002180/218061e.pdf
3. Fulton, A., 2006. Land subsidence: What is it and why is it an important aspects of groundwater management.

Sacramento: California Department of Water Resources. Available: https://shorturl.at/euGY7
4. Motagh, M., Djamour, Y., Walter, T.R., Wetzel, H.U., Zschau, J. and Arabi, S., 2007. Land subsidence in Mashhad Valley, northeast Iran: Results from InSAR, levelling and GPS. *Geophysical Journal International*, *168*(2), pp.518–526. https://doi.org/10.1111/j.1365-246X.2006.03246.x
5. Mousavi, M., 1998. Analysis of mutual effects of hydraulic parameters and ground subsidence due to groundwater extraction. Sharif University of Technology. Available: https://shorturl.at/oLMP8. [In Persian].
6. Tey, W. Y., Asako, Y., Ng, K. C. and Lam, W. H., 2020. A review on development and applications of element-free galerkin methods in computational fluid dynamics.https://doi.org/10.1080/15502287.2020.1821126.
7. Iranmanesh, M. A. and Pak, A., 2023. Three-dimensional numerical simulation of hydraulically driven cohesive fracture propagation in deformable reservoir rock using enriched EFG method. *Computational Geosciences*, *27*(2), pp.317–335. https://doi.org/10.1007/S10596-023-10198-2/METRICS.
8. Dinesh, P., Ranjith, P. G., Behera, M. R. and Muthu, N., 2021. Experimental and numerical (EFG method) studies on sedimentary rock under varied salinity conditions. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, *148*, p.104909. https://doi.org/10.1016/J.IJRMMS.2021.104909.
9. Khoshghalb, A. and Khalili, N., 2010. A stable meshfree method for fully coupled flow-deformation analysis of saturated porous media. *Computers and Geotechnics*, *37*(6), pp.789–795. https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2010.06.005.
10. Biot, M. A., 1941. General theory of three-dimensional consolidation. *Journal of Applied Physics*, *12*(2), pp.155–164. https://doi.org/10.1063/1.1712886.
11. Nazari, A. and Haji Hosseini Mesgar, A., 2017. Prediction of subsidence caused by exploitation of underground water resources using mathematical modeling (case study: Aliabad Plain). *The 16th Iranian Hydraulic Conference*, Mohaghegh Ardabili University, 1, pp.1–8 [In Persian].
12. Rajabi, A. M., 2018. A numerical study on land subsidence due to extensive overexploitation of groundwater in Aliabad plain, Qom-Iran. *Natural Hazards*, *93*(2), pp.1085–1103. https://doi.org/10.1007/s11069-018-3448-z.
13. Pathania, T., Eldho, T. I. and Bottacin-Busolin, A., 2020. Coupled simulation of groundwater flow and multispecies reactive transport in an unconfined aquifer using the element-free Galerkin method. *Engineering Analysis with Boundary Elements*, *121*, pp.31–49. https://doi.org/10.1016/j.enganabound.2020.08.019.
14. Pathania, T. and Rastogi, A. K., 2017. Groundwater flow simulation in confined aquifer by meshless element free galerkin method. *European Water*, *57*(2000), pp.505–512. https://doi.org/0.1016/j.enganabound.2020.08.019.
15. Nayroles, B., Touzot, G. and Villon, P., 1992. Generalizing the finite element method: Diffuse approximation and diffuse elements. *Computational Mechanics*, *10*(5). https://doi.org/10.1007/BF00364252
16. Belytschko, T., Lu, Y. Y. and Gu, L., 1994. Element-free galerkin methods. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, *37*(2), pp.229–256. https://doi.org/10.1002/nme.1620370205.
17. Liu, G. R., 2002. Mesh free methods: Moving beyond the finite element method. In Mesh Free Methods: Moving beyond the Finite Element Method. https://doi.org/10.1299/jsmecmd.2003.16.937.
18. Samimi, S. and Pak, A., 2014. A novel three-dimensional element free Galerkin (EFG) code for simulating two-phase fluid flow in porous materials. *Engineering Analysis with Boundary Elements*, *39*(1). https://doi.org/10.1016/j.enganabound.2013.10.011.
19. Samimi, S. and Pak, A., 2016. A three-dimensional mesh-free model for analyzing multi-phase flow in deforming porous media. *Meccanica*, *51*. https://doi.org/10.1007/s11012-015-0231-z.
20. Iranmanesh, M. A., Pak, A. and Samimi, S., 2018. Non-isothermal simulation of the behavior of unsaturated soils using a novel EFG-based three dimensional model. *Computers and Geotechnics*, *99*, pp.93–103. https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2018.02.024
21. van Genuchten, M. Th., 1980. A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. *Soil Science Society of America Journal*, *44*(5), pp.892–898. https://doi.org/10.2136/sssaj1980.03615995004400050002x
22. Huyakorn, P.S., Thomas, B.M. and Thompson, B.M., 1984. Techniques for making finite elements competitve in modeling flow in variably saturated porous media. *Water Resources Research*, *20*(8), pp.1099-1115. https://doi.org/10.1029/WR020i008p01099
23. Brooks, R. and Corey, A., 1964. Hydraulic properties of porous media. Hydrology Papers, Colorado State University, 3(March), 37 pp. [Online]. Available: http://www.citeulike.org/group/1336/article/711012
24. Rahman, N. A. and Lewis, R. W., 1999. Finite element modelling of multiphase immiscible flow in deforming porous media for subsurface systems. *Computers and Geotechnics*, *24*(1), pp.41–63. https://doi.org/10.1016/S0266-352X(98)00029-9
25. Khoei, A.R. and Mohammadnejad, T., 2011. Numerical modeling of multiphase fluid flow in deforming porous media: A comparison between two- and three-phase models for seismic analysis of earth and rockfill dams. *Computers and Geotechnics*, *38*(2), pp.142–166. https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2010.10.010

26. Tourei, A., 2021. Numerical modelling of land subsidence induced by groundwater extraction in aquifers, considering the unsaturated effects and using the element-free Galerkin method. Sharif University of Technology. Available: https://shorturl.at/blqvQ. [In Persian].

27. Kim, J. M., 2005. Three-dimensional numerical simulation of fully coupled groundwater flow and land deformation in unsaturated true anisotropic aquifers due to groundwater pumping. *Water Resources Research*, *41*(1), pp.1–16. https://doi.org/10.1029/2003WR002941.

مهندسی عمران شریف، (پاییز ۱۴۰۳)
دوره‌ی ۴۰، شماره‌ی ۳، صص. ۳۵-۴۶، (پژوهشی)

Original Article

تعیین تغییرات پتانسیل سطحی کائولینیت برای انتخاب الگوی بهینه‌ی شدت‌بخشی رفع آلاینده‌ی فلز سنگین در روش بهسازی الکتروکینتیک

وحیدرضا اوحدی* (استاد)
دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه بوعلی سینا، همدان
دانشکده عمران، پردیس دانشکده های فنی، دانشگاه تهران
محمدامین فرهپور (دانشجوی دکتری)
فاطمه فریدی (دانشجوی کارشناسی ارشد)
سجاد گوهری (دانشجوی کارشناسی ارشد)
دانشکده‌ی عمران، دانشکده‌ی فنی و مهندسی، دانشگاه بوعلی سینا، همدان.

یکی از روش‌های متعارف برای ارزیابی اندرکنش خاک و آلاینده، تعیین ظرفیت بافرینگ خاک است. محدودیت‌های آزمایش اخیر سبب شده است که امکان استفاده‌ی کمّی از نتایج آن توأم با خطای قابل‌توجه باشد. هدف نوشتار حاضر، ارائه‌ی مبانی نظری و کاربردی استفاده از تئوری پتانسیل زتا برای بهینه‌سازی رفع آلاینده‌های فلز سنگین از خاک‌های رسی است. براساس نتایج پژوهش حاضر، با تعیین تغییرات پتانسیل سطحی رس در شرایط محیطی مختلف، رفتار نمونه‌ها به ۳ ناحیه‌ی واجذبی (۲< **pH**<۶/۵)، ناحیه‌ی پایدار (۶/۵≤ **pH**≤۸/۵)، و ناحیه‌ی نگهداشت (۸/۵< **pH**<۱۲) تقسیم‌بندی شده است. بر این اساس، با انتخاب الگوی بهینه‌ی شدت‌بخشی بر مبنای تغییرات پتانسیل سطحی، امکان همسوکردن جهت جریان الکترواسمز با پدیده‌ی مهاجرت یونی و افزایش بازده روش الکتروکینتیک میسر می‌شود. استفاده از مبانی تئوریک پتانسیل سطحی رس، توأم با فازهای نگهداری آلاینده به‌عنوان یک راهکار تئوریک و اجرایی در روش‌های رفع آلودگی قابل استفاده است.

vahidouhadi@basu.ac.ir
m.farahpour@eng.basu.ac.ir
f.faridi@eng.basu.ac.ir
s.goharii@eng.basu.ac.ir

واژگان کلیدی: آلاینده‌ی فلز سنگین، پتانسیل زتا، رس، رفع آلودگی، الکتروکینتیک.

۱. مقدمه

در گذشته به دلیل موفقیت‌آمیزنبودن روش‌های دستی دفن زباله و نشت شیرآبه‌ها، بسیاری از سایت‌های جهان به‌وسیله‌ی فلزات سنگین، ترکیب‌های آلی، و دیگر مواد خطرناک آلوده شده‌اند، که عوارض بسیاری در کیفیت آب زیرزمینی، خاک، و اکوسیستم محیط گذاشته است.[۱] طبق گزارش پاناگوس[۱] و همکاران (۲۰۱۳)، گروه فلزات سنگین[۲] با ۳۵٪ فراوانی از آلاینده‌ها، بیشترین حضور را در خاک‌های قاره‌ی اروپا شامل می‌شوند.[۲] فلزات سنگین در خاک قابل تجزیه نیستند و به مدت طولانی در خاک باقی می‌مانند، مشکلات جدی سلامتی را برای انسان‌ها و حیوانات ایجاد می‌کنند و علاوه‌بر تغییردادن خصوصیات زیست‌محیطی خاک، باعث تأثیر در خصوصیات ژئوتکنیکی آن نیز می‌شوند.[۳ و ۴]

لذا پژوهشگران مطالعات وسیعی برای رفع آلودگی فلزات سنگین از خاک انجام داده‌اند. در بین روش‌های رایج شکل‌گرفته، روش اصلاح الکتروکینتیک[۳]، روش نوظهوری برای پاک‌سازی محل‌های آلوده از آلاینده‌های آلی و معدنی است، که به‌عنوان مناسب‌ترین فن‌آوری پاک‌سازی برای ماتریس‌های متخلخل با نفوذپذیری کم شناخته شده است.[۵] در روش مذکور با اعمال جریان مستقیم بین الکترودهای کاتد و آند، رفع انواع آلاینده‌ها از خاک و یا تفکیک آلودگی‌های آلی، غیرآلی، و مواد رادیواکتیو صورت می‌پذیرد.[۶] بررسی کارآیی روش الکتروکینتیک در انواع خاک‌ها و محدودیت‌های موجود در آن، موضوع پژوهش‌های گسترده‌یی در سال‌های اخیر بوده است. در مجموع می‌توان پژوهش‌های پژوهشگران در افزایش راندمان رفع آلودگی در روش اخیر را به دو گروه کلی تقسیم بندی کرد:

- در دسته‌ی اول، پژوهشگران با هدف ارتقاء و بررسی اجزاء کلی سیستم، نظیر تغییر در آرایش و جنس الکترودها، طراحی‌های متنوع سلول آزمایش، اضافه‌کردن اجزاء خارجی به سیستم متخلخل آب- خاک نظیر صفحات پلی‌کربن، تغییرات دما، و جریان‌های الکتریکی مختلف، سعی به افزایش راندمان رفع آلودگی کرده‌اند.[۷- ۹]

- در دسته‌ی دوم، نگاه پژوهشگران مقداری دقیق‌تر بوده و با اضافه‌کردن

*نویسنده مسئول

تاریخ‌دریافت: ۱۴۰۲/۰۶/۲۹، تاریخ اصلاحیه: ۱۴۰۲/۰۸/۲۰، تاریخ پذیرش: ۱۴۰۲/۸/۲۳.

استناد به این مقاله:
اوحدی، وحیدرضا، فرهپور، محمد امین، فریدی، فاطمه، و گوهری، سجاد ، ۱۴۰۳. تعیین تغییرات پتانسیل سطحی کائولینیت برای انتخاب الگوی بهینه‌ی شدت‌بخشی رفع آلاینده‌ی فلز سنگین در روش بهسازی الکتروکینتیک، مهندسی عمران شریف، ۴۰(۳)، صص.۳۵-۴۶ . DOI: 10.24200/j30.2023.63098.3255 .

[۱] Panagos
[۲] Heavy Metal
[۳] Electrokinetic Remediation

محلول‌هایی خاص به درون مخازن آند و کاتد، نظیر: اسیدها و بازهای مختلف، معرف‌ها، و عوامل کیلیت‌ساز سعی به خارج‌کردن مقادیر بیشتر آلاینده از خاک کرده‌اند.[۱۰-۱۲]

از جمله نکات قابل تأمل در مطالعه‌ی پژوهش‌های صورت‌گرفته، می‌توان به بیان عدم انجام مطالعات ریزساختاری جامع قبل از انجام آزمایش‌های الکتروکینتیک اشاره کرد؛ که در آن‌ها، فقط با انجام یکی از موارد ذکرشده و به روش سعی و خطا، اثر آن بررسی و به‌صورت کلی گزارش شده است. پیامد چنین شیوه‌یی علاوه‌بر غیراقتصادی‌بودن، منجر به عدم حذف یکنواخت آلاینده از نمونه‌ها و تجمع آن‌ها در نزدیکی کاتد شده است. در روش الکتروکینتیک با برقراری اختلاف پتانسیل الکتریکی در خاک، چهار مکانیسم مهم الکترولیز، الکتروفورز، مهاجرت یونی، و الکتروسمز اتفاق می‌افتد،[۱۳] که یکی از مهم‌ترین مکانیسم‌های مذکور در فرآیند حذف آلاینده‌های فلز سنگین، پدیده‌ی الکتروسمز است.

الکتروسمز به عواملی چون شیب ولتاژ، مشخصات مایع منفذی نظیر ثابت دی‌الکتریک، ویسکوزیته، و پتانسیل زتای بخش رسی بستگی دارد.[۱۴] در پژوهش‌های اخیر نشان داده شده است که مقدار پتانسیل زتا می‌تواند بیانگر نوع و درجه‌ی پایداری پولک‌های رسی باشد.[۱۵] با وجود این، یکی از مشکلات روش الکتروکینتیک وابستگی آن به تغییرات pH است.[۱۶] از طرفی، با بررسی معدود مطالعات انجام‌پذیرفته، مشخص شده است که در بیشتر مواقع پتانسیل زتا[۱] وابستگی قابل توجهی به pH محیط دارد؛[۱۷] لذا با توجه به تغییرات pH در آزمایش‌های الکتروکینتیک در محدوده‌ی ۲ تا ۱۲، مقدار آن می‌تواند بسته به نوع خاک و دیگر عوامل، تغییرات بسیار زیادی را تجربه کند. در نتیجه، متغیر مذکور می‌تواند نقش کلیدی و بسزایی در جریان الکتروسمز ایفا کند.

الکتروسمز تحت القای گرادیان الکتریکی تولیدشده به معنای پدیده‌ی حرکت سیال منفذی، حاوی گونه‌های غیریونی و یون‌های محلول به سمت الکترودهاست. این پدیده در اثر نیروهای کولمب ناشی از القای میدان الکتریکی در خاک به‌وجود می‌آید.[۱۸] جریان الکتروسمز به ویژگی‌های مایع (ثابت دی‌الکتریک و ویسکوزیته)، گرادیان ولتاژ، و ویژگی‌های سطحی خاک یا پتانسیل زتا بستگی دارد. از لحاظ تئوری، نرخ جریان الکتروسمز به صورت رابطه‌ی ۱ بیان می‌شود:[۷]

$$q_{eo} = k_e A E_z \qquad (۱)$$

که در آن، A مساحت سطح قائم بر جهت جریان، E_z شیب ولتاژ در جهت جریان، و k_e ضریب مؤثر نفوذپذیری الکتروسمز است. k_e که ارتباط مستقیمی با پرمیتیویتی (گذردهی) للکترولیت (سیال منفذی) $\varepsilon_e \left(Fm^{-1}\right)$، پتانسیل زتا ζ (V)، ویسکوزیته‌ی سیال $\mu\left(Nsm^{-2}\right)$، و ضریب تخلخل خاک دارد، مطابق رابطه‌ی ۲ محاسبه می‌شود.

$$k_e = \frac{n \varepsilon_e \zeta}{\mu} \qquad (۲)$$

یکی از عوامل مهم و کلیدی که جهت و بزرگی جریان الکتروسمز را کنترل می‌کند، پتانسیل زتاست. پتانسیل زتا به pH، ثابت دی‌الکتریک، ویسکوزیته، و قدرت یونی محلول وابسته است.[۱۹] به‌علاوه، موفقیت در بهسازی با استفاده از روش الکتروکینتیک در خاک‌های آلوده به بسیاری از فرآیندهای ژئوشیمی، که به‌طور هم‌زمان رخ می‌دهد، نیز بستگی دارد.[۲۰] برای حفظ جریان الکتروسمز از آند به کاتد باید پتانسیل زتا منفی بماند. پتانسیل زتا، مقدار پتانسیل سطحی رس در مرکز سطح ناحیه‌ی لایه‌ی دوگانه‌ی اطراف یک پولک رسی است، که نشانگر میزان پایداری ذرات رسی در محلول است. در خاک‌های با نفوذپذیری کم، جریان الکتروسمز اهمیت بسیار بیشتری نسبت به گرادیان هیدرولیکی دارد. از طرف دیگر، pH نقش مهم و تعیین‌کننده‌یی در پدیده‌ی الکتروسمزی ایفا می‌کند و می‌تواند بار ذرات خاک را تغییر دهد. در خاک‌های حاوی بار منفی، pH اسیدی می‌تواند باعث خنثی‌شدن بار ذرات خاک و حتی مثبت‌شدن پتانسیل سطحی ذرات رس شود؛ در نتیجه جریان الکتروسمز از کاتد به سمت آند حرکت خواهد کرد. جریان الکتروسمز نقش مهمی در کاربردهای زیست‌محیطی الکتروکینتیک دارد.[۸ و ۲۱]

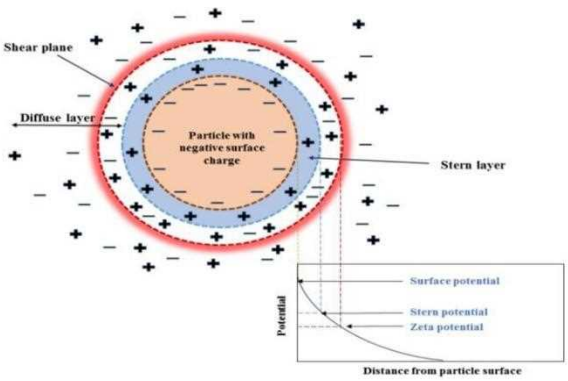
لایه‌ی دوگانه‌ی الکتریکی (EDL)[۲] در ذرات رس از قسمت‌های مختلفی از جمله: بار سطحی (بار منفی)، لایه‌ی استرن (بار مثبت)، و لایه‌ی پراکنده (حاوی یون‌های مثبت و منفی آزاد) تشکیل شده است. ضخامت لایه‌ی پراکنده به چگالی بار سطحی، غلظت یون‌ها در سیال منفذی، و والانس کاتیون‌ها بستگی دارد.[۲۲و۲۳]

مطابق شکل ۱، مقدار پتانسیل الکتریکی در صفحه‌ی برشی را پتانسیل زتا می‌نامند، که در خاک‌های رسی مقدار آن می‌تواند در دامنه‌ی ۱۰۰± میلی‌ولت (mV) تغییر کند. پتانسیل زتا (ζ) با استفاده از معادله‌ی هلمهولتز- اسمولوچفسکی[۳] تحت میدان الکتریکی مطابق معادله‌ی ۳ محاسبه می‌شود:[۲۴ و ۲۵]

$$\zeta = \frac{u\,\mu}{\varepsilon_0 \varepsilon_e E} \qquad (۳)$$

که در آن، u سرعت ذرات، μ ویسکوزیته، ε_e پرمیتیویتی (گذردهی) الکترولیت (سیال منفذی)، ε_0 گذردهی خلأ (فضای خالی)، و E مقاومت میدان الکتریکی هستند.

در حین انجام آزمایش در معادله‌ی اخیر، مقدار پتانسیل زتا با توجه به شرایط محیطی می‌تواند تغییرات قابل توجهی داشته باشد. با توجه به اشاره‌ی



شکل ۱. تصویر شماتیک از لایه‌ی دوگانه‌ی الکتریکی و پتانسیل زتا.

[۱] Zeta Potential

[۲] Electric Double Layer

[۳] Helmholtz- Smoluchowski

برخی از پژوهشگران درخصوص اهمیت نقش پتانسیل زتا در فرآیند الکتروکینتیک،[۲۰ و ۲۵- ۲۷] در زمینه‌ی تجزیه و تحلیل تأثیر هم‌زمان تغییرات pH ، پتانسیل سطحی ذرات، و فازهای نگهداشت آلاینده در فرآیند پاک‌سازی فلزات سنگین در خاک‌ها توجه محدودی صورت گرفته است.

هدف از نوشتار حاضر، ارائه‌ی مبانی نظری و کاربردی استفاده از تئوری پتانسیل زتا برای بهینه‌سازی رفع آلاینده‌های فلز سنگین در روش الکتروکینتیک به‌منظور همسوکردن جهت جریان الکترواسمز با پدیده‌ی مهاجرت یونی، و حصول قابلیت حذف یکنواخت‌تر فلز سنگین در مسیر رفع آلاینده با استفاده از آزمایش‌های ریزساختاری است. پژوهش حاضر بر روی دو سری نمونه‌ی کائولینیت کربنات‌دار و فاقد کربنات انجام شده است. بدین منظور با انجام یک مجموعه آزمایش، pH، پراش پرتو ایکس، پتانسیل زتا، میکروسکوپ الکترونی پویشی (SEM)، تغییرات پتانسیل سطحی ذرات، و ساختار نمونه‌های رسی مطالعه شده است. نتایج پژوهش حاضر، در بهینه‌سازی بهسازی خاک‌های آلوده به روش الکتروکینتیک کاربرد دارد.

۲. مواد و روش‌ها

خاک کائولینیت استفاده‌شده از منطقه‌ی «زنوز تبریز» تهیه شده است، که با عنوان "کائولینیت سوپر زنوز (کائولینیت Z)" شناخته می‌شود و مشخصات فیزیکی و زیست‌محیطی آن، که بر پایه‌ی استاندارد ASTM به‌دست آمده است، در جدول ۱ ارائه شده است.

با توجه به استاندارد ASTM D۶۲۷۶، pH نمونه‌های کائولینیت با نسبت خاک به آب ۱ به ۱۰ با دستگاه pH متر مدل HANNA-HI-۹۳۲۱ اندازه‌گیری شده است. همچنین،کربنات‌زدایی و تعیین درصد کربنات خاک‌ها براساس روش تیتراسیون اندازه‌گیری و درصد مواد آلی براساس روش ارائه‌شده در استاندارد ASTM D۲۹۷۴-۱۴ مشخص شده است. از جانشینی یون باریم کلرید بر مبنای روش اوحدی و همکاران (۲۰۱۷)،[۲۹] برای اندازه‌گیری ظرفیت تبادل کاتیونی (CEC) نمونه‌ها استفاده شده است.

ارزیابی تغییرات موقعیت و شدت قله‌ی اصلی پراش پرتوایکس (XRD) ، معیار مناسبی برای بررسی تغییرات ریزساختاری ایجادشده در خاک رسی است، لذا، بر پایه‌ی روش اوحدی و همکاران (۲۰۱۱)،[۳۰] از آزمایش‌های پراش پرتوایکس استفاده شده است. بدین ترتیب نمونه‌ها با نسبت خاک به آب ۱ به ۱۰ تهیه و سپس بر روی لام شیشه‌یی ریخته شدند و با گام ۰/۰۳ در محدوده‌ی 2θ و زاویه‌ی بین ۳ الی ۵۰ درجه توسط دستگاه XRD مدل Siemens-Diffractommeter D8 Advance ساخت کشور آلمان تحت آزمایش قرار گرفتند. در گام آخر، برای تجزیه و تحلیل داده‌ها از نرم افزار Xpert استفاده شده است. بقیه‌ی آزمایش‌های انجام‌شده بر مبنای استانداردهای ذکرشده در جدول ۱ انجام شده‌اند. مقدار EC نمونه‌ها با دستگاه پرتابل مدل ADWA-۳۲-AD با دقت ۰/۰۱ میلی‌زیمنس بر سانتی‌متر (ms/cm) اندازه‌گیری شده است.

۲.۱. نحوه‌ی آماده‌سازی نمونه‌های آلوده‌شده کائولینیت در آزمایشگاه

برای ارزیابی نقش آلاینده در رفتار خاک، فلز سنگین سرب نیترات $Pb(NO_3)_2$ ساخت شرکت مرک آلمان با جرم مولی ۳۳۱/۲ (gr/mol) استفاده شده است. در آزمایش‌های ریزساختاری از غلظت‌های ۰ الی ۱۰۰ $(cmol/kg-soil)$ استفاده شده است. آلوده‌سازی نمونه‌ها با نسبت خاک به الکترولیت ۱ به ۱۰ صورت گرفت. پس از محاسبه‌ی مقدار آلاینده و آماده‌کردن نمونه‌های خاک داخل بطری، به‌منظور همگن‌سازی و جذب آلاینده توسط خاک، بطری‌ها به مدت ۹۶ ساعت، هر ۲۴ ساعت به مدت ۲ ساعت بر روی لرزاننده‌ی الکتریکی قرار گرفته‌اند. سپس سوسپانسیون‌های حاصل در داخل پلیت‌های شیشه‌یی

جدول ۱. مشخصات فیزیکی و ژئوتکنیک زیست‌محیطی کائولینیت استفاده‌شده.

مشخصات فیزیکی کائولینیت	مقدار	روش اندازه‌گیری
pH	۸/۷	ASTM D۶۲۷۶
درصد کربنات	۲	[۲۸]
ظرفیت تبادل کاتیونی (CEC) (cmol/kg-soil)	۸	[۲۹]
درصد مواد آلی	۰	ASTM D۲۹۷۴-۱۴
توده‌ی ویژه (G_s)	۲/۶۷	ASTM C۱۸۸
حد روانی (LL) (٪)	۳۳	ASTM D۴۳۱۸
دامنه‌ی خمیری (PI) (٪)	۱۴	ASTM D۴۳۱۹
طبقه‌بندی خاک	CL	ASTM D۲۴۸۷-۱۱
آنالیز XRD	کوارتز، کلسیت، و کائولینیت	[۳۰]

ریخته و در گرم‌خانه به مدت ۱۶۸ ساعت با دمای ۶۰ درجه‌ی سانتی‌گراد قرار داده شدند. در گام آخر با استفاده از دستگاه آسیاب، نمونه‌ها خرد و از الک نمره‌ی ۲۰۰# عبور داده شدند.

۲.۲. آزمایش آبشویی خاک کائولینیت

ابتدا نمونه‌ها با نسبت خاک به آب ۱:۲۰ درون بطری ریخته و سپس به مدت ۹۶ ساعت، هر ۲۴ ساعت به مدت ۲ ساعت بر روی همزن مغناطیسی قرار داده شدند. به‌منظور حصول اطمینان از ته‌نشینی کامل ذرات در فرآیند آبشویی از دستگاه سانتریفیوژ با سرعت ۸۰۰۰ دور بر دقیقه (rpm) استفاده شده است. در هر مرحله، ابتدا مقدار EC نمونه اندازه‌گیری و سپس در دستگاه سانتریفیوژ به مدت ۵ دقیقه با سرعت موردنظر قرار داده شدند.

بعد از سانتریفیوژ، بخش الکترولیت نمونه خارج و به همان میزان آب مقطر به ظرف حاوی نمونه اضافه شد. پس از آن به مدت ۹۶ ساعت، روزانه ۲ ساعت، با همزن مغناطیسی همزده شدند. این فرآیند تا رسیدن EC به مقدار ثابت ادامه یافت.[۳۱] پس از اتمام مرحله‌ی اخیر، نمونه‌ها در گرمخانه به مدت ۱۶۸ ساعت در دمای ۶۰ درجه‌ی سانتی‌گراد نگهداری و پس از آن تحت آزمایش‌های پتانسیل زتا و دیگر آزمایش‌های ریزساختاری قرار گرفتند.

۳.۲. آزمایش نگهداشت آلاینده توسط نمونه‌ی خاک

به‌منظور بررسی اندرکنش آلاینده‌های فلز سنگین با خاک در آزمایش‌های الکتروکینتیک و بررسی میزان ظرفیت نگهداشت خاک‌ها، آزمایش نگهداشت آلاینده‌ی فلز سنگین با روش تعادل سوسپانسیون به این شرح انجام شده است:

مقدار ۲ گرم خاک خشک داخل فالکن با حجم ۵۰ میلی‌لیتر (ml) ریخته و ۴۰ میلی‌لیتر (ml) الکترولیت اضافه شد. سپس سوسپانسیون به مدت ۹۶ ساعت و هر ۲۴ ساعت به مدت ۲ ساعت توسط لرزاننده‌ی مکانیکی همزده شد تا سیستم کاملاً همگن و تبادل کاتیونی لازم صورت پذیرد. پس از آن pH نمونه اندازه‌گیری و در داخل دستگاه سانتریفیوژ با سرعت ۳۵۰۰ دور بر دقیقه (rpm) به مدت ۴ دقیقه قرار داده شد. این سرعت و زمان، موجب جدایی کامل خاک از محلول می‌شود. پس از خارج‌کردن نمونه‌ها از دستگاه، به میزان حدود ۲۰ میلی‌لیتر (ml) از مایع شفاف داخل فالکون برداشته شد. سپس مایع برداشت‌شده با دستگاه جذب اتمی مدل AB Plus GBC۹۳۲ در آزمایشگاه تحقیقاتی مکانیک خاک و ژئوتکنیک دانشکده‌ی مهندسی دانشگاه بوعلی سینا تحت آزمایش قرار گرفت.

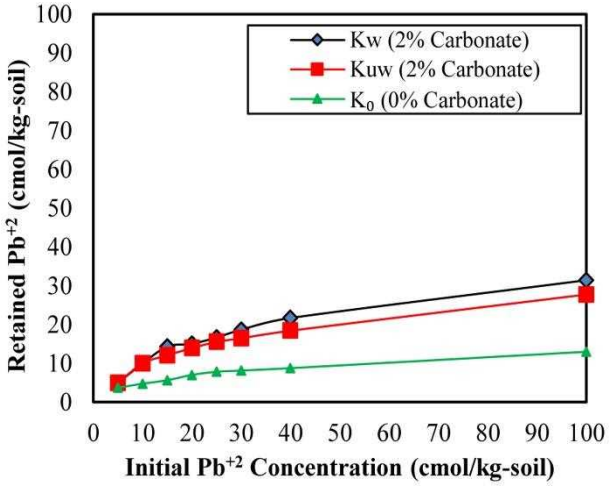
۴.۲. آزمایش پتانسیل زتا

همان‌گونه که در بخش‌های قبل اشاره شد، اندازه‌گیری پتانسیل زتای خاک با هدف تعیین تأثیر تغییر الکترولیت سیال منفذی در پتانسیل سطحی رس و تعیین نقش آن در فرآیند الکتروکینتیک در پژوهش حاضر انجام شده است. با مروری بر مطالعات صورت‌گرفته در دهه‌های گذشته، پژوهشگران از نسبت‌های مختلف ذرات جامد به محلول در دامنه‌ی بین ۰/۱ تا ۱۰ (g/L) برای اندازه‌گیری پتانسیل زتا استفاده کرده‌اند. در پژوهش حاضر، به‌منظور درنظرگرفتن یک نسبت مناسب با روش نمونه‌سازی متفاوت و شبیه به آنچه در روش الکتروکینتیک انجام می‌پذیرد، آزمایش‌هایی با نسبت‌های مختلف به‌صورت سعی و خطا انجام شد، که سرانجام به استناد تکرارپذیری نتایج به‌دست‌آمده از آزمایش‌ها، نسبت ۱ گرم بر لیتر (g/l) انتخاب شد. در گام اول، ۰/۰۵ گرم نمونه‌ی موردنظر به همراه ۵۰ میلی‌لیتر (ml) الکترولیت داخل فالکون ریخته شد و به مدت ۹۶ ساعت، هر ۲۴ ساعت، ۲ ساعت یک‌بار بر روی لرزاننده‌ی الکتریکی قرار داده شد. سپس pH و EC نمونه‌ها اندازه‌گیری شد. برای تنظیم pH، هیدروکلریداسید و هیدروکسیدسدیم با غلظت ۰/۱ مولار استفاده شد. برای تنظیم pH، هیدروکلریداسید و هیدروکسیدسدیم به‌صورت قطره‌یی به نمونه‌ها اضافه و pH نمونه‌ها در هر مرحله، بعد از ۷۲ ساعت با به تعادل‌رسیدن سوسپانسیون اندازه‌گیری شد و تا زمان رسیدن pH به مقدار موردنظر ادامه یافت.

پس از آماده‌سازی نمونه‌ها، آزمایش‌ها در دو روز مختلف (۳-۶ تکرار در هر روز) برای هر نمونه انجام شد، تا از درستی نتایج اطمینان حاصل شود. مقدار انحراف از معیار ±۰/۵ میلی‌ولت به‌دست آمد. آزمایش در دمای ۲۵ درجه‌ی سانتی‌گراد با استفاده از دستگاه Zeta-Sizer Nano ZS (مدل ZEN ۳۶۰۰ شرکت Malvern) با فن‌آوری پراکندگی نور- آنالیز فاز (M۳-PALS) اندازه‌گیری شد. در پژوهش حاضر سعی شده است بیشینه‌ی مقدار غلظت آلاینده در نمونه‌ها نزدیک به CEC خاک باشد.

۳. بحث و بررسی

به‌منظور بررسی تغییرات ظرفیت نگهداری آلاینده در رس کائولینیت در شرایط محیطی مختلف، ابتدا ظرفیت نگهداشت آن در غلظت‌های متفاوت $Pb(NO_3)_2$ و کائولینیت کربنات‌زدایی‌شده آزمایش شد. با توجه به شستشوی مکرر ذرات رسی از طریق مخازن آند و کاتد در آزمایش الکتروکینتیک، آزمایش‌ها در دو حالت کائولینیت به‌صورت طبیعی و آبشویی انجام شدند. در شکل ۲، نتایج حاصل از آزمایش نگهداشت مشاهده می‌شود؛ که در آن، محور قائم، بیانگر مقدار جذب و نگهداشت آلاینده و محور افقی، مقدار غلظت اعمالی به نمونه‌هاست. مطابق شکل ۲، در تمامی نمونه‌ها با افزایش غلظت $Pb(NO_3)_2$ تا مرحله‌ی اشباع سایت‌های نگهداشت آلاینده، روند جذب و نگهداشت در قالب فازهای مختلف زیاد شده و پس از آن با شیب کمتری افزایش یافته است. با درنظرگرفتن مقدار کم CEC خاک کائولینیت، این‌گونه استنباط می‌شود که بخش کوچکی از نگهداشت $Pb(NO_3)_2$ در قالب جذب سطحی صورت گرفته است. طبق نتایج به‌دست‌آمده از جدول ۱، نمونه‌ی کائولینیت فاقد مواد آلی است، در نتیجه مکانیسم اصلی نگهداشت آلاینده را

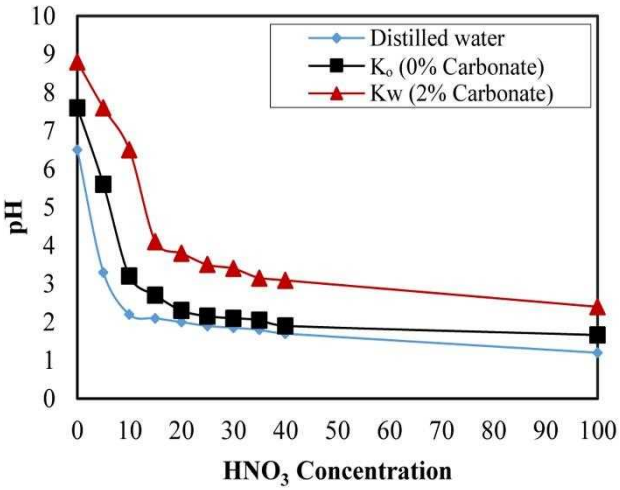


شکل ۲. تأثیر آبشویی و کربنات در نگهداشت سرب در نمونه‌های کائولینیت.

می‌توان به رسوب آلاینده در نمونه‌های کربنات دار نسبت داد. همچنین وجود ۲٪ کربنات در خاک سبب افزایش ظرفیت نگهداشت خاک (بیش از ۲ برابر) نسبت به نمونه‌های فاقد کربنات شده است، که علت آن را می‌توان به افزایش ظرفیت نگهداشت و pH محیط در اثر حضور کربنات نسبت داد. به‌عنوان مثال، مطابق شکل ۲، به ازاء غلظت ورودی ۴۰ $(cmol/kg-soil)$، بیشینه‌ی ظرفیت نگهداشت نمونه‌های حاوی کائولینیت آبشویی‌نشده (K_{uw})، کائولینیت آبشویی‌شده (K_w)، و کربنات‌زدایی‌شده (K_0) به ترتیب ۲۱/۷، ۱۸/۴، و ۹/۷ $(cmol/kg-soil)$ اندازه‌گیری شده است. همچنین براساس نتایج ارائه‌شده در شکل ۲، آبشویی و حذف نمک‌های قابل حل در رس کائولینیت، تأثیر بسزائی در ظرفیت نگهداشت نمونه‌ها نداشته است، ولی تا حدودی ظرفیت نگهداشت آلاینده را افزایش داده است. در واقع با آبشویی، بخشی از نمک‌های قابل حل از نمونه‌ی خاک خارج می‌شوند و بنابر نظریه‌ی لایه‌ی دوگانه، ضخامت لایه‌ی دوگانه افزایش می‌یابد. با افزایش نیروهای دافعه‌ی ناشی از افزایش ضخامت لایه‌ی دوگانه، سطح مخصوص قرارگرفته در معرض الکترولیت افزایش می‌یابد و بنابراین، ظرفیت جذب یون سرب افزایش پیدا می‌کند.[۲۹] در پژوهش حاضر، با توجه به نتایج به‌دست‌آمده، غلظت‌های ۵، ۱۰، ۱۵، و ۲۰ $(cmol/kg-soil)$ $Pb(NO_3)_2$ برای استفاده در آزمایش‌های پتانسیل زتا انتخاب شده است. علت انتخاب این محدوده، نگهداشت کامل غلظت $Pb(NO_3)_2$ اعمالی توسط نمونه‌هاست.

در شکل ۳، نتایج ارزیابی ظرفیت بافرینگ نمونه‌ی کائولینیت حاوی ۲٪ کربنات، نمونه‌ی کائولینیت کربنات‌زدائی‌شده، و نمونه‌ی شاهد (آب مقطر فاقد خاک) مشاهده می‌شود. براساس نتایج ارائه‌شده در شکل ۳، نمونه‌ی کائولینیت حاوی ۲٪ کربنات ظرفیت بافرینگ بزرگ‌تری نسبت به نمونه‌ی کائولینیت کربنات‌زدائی‌شده داشته است. به‌طوری که حتی در غلظت‌های اسید بزرگ‌تر از ظرفیت بافرینگ خاک نیز، pH نمونه‌ی کائولینیت بزرگ‌تر از نمونه‌ی کائولینیت کربنات‌زدائی‌شده بوده است.

همچنین براساس نتایج ارائه‌شده در شکل ۳، در نمونه‌های کائولینیت و کائولینیت کربنات‌زدائی‌شده به ترتیب در غلظت‌های ۱۵ و ۱۰ $(cmol/kg-soil)$، مقدار pH نمونه به مقدار کمینه‌ی pH احرازشده در آن نمونه میل کرده است. این موضوع به این معناست که حضور کربنات

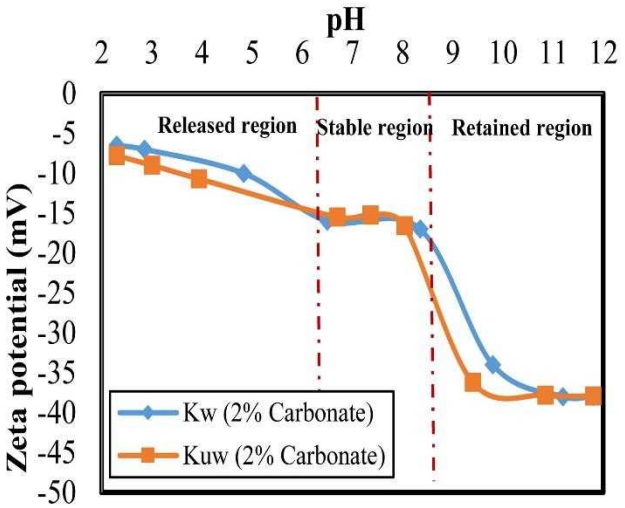


شکل ۳. تغییرات ظرفیت بافرینگ نمونه‌ی کائولینیت، کائولینیت کربنات‌زدائی‌شده، و نمونه‌ی شاهد (آب مقطر).

ضمن افزایش ظرفیت بافرینگ خاک و ممانعت از کاهش pH آن در حضور شرایط اسیدی، از افت شرایط قلیایی نمونه نیز جلوگیری کرده است. علاوه‌بر موارد ذکرشده، انطباق نسبی نمودارهای ظرفیت بافرینگ نمونه‌های شاهد و کائولینیت کربنات‌زدائی‌شده حاکی از آن است که آزمایش ظرفیت بافرینگ قادر به ایجاد تفکیک مناسب در رفتار کائولینیت و نمونه‌ی شاهد نیست. کم‌بودن نرخ تغییرات نمودارهای مربوط به ظرفیت بافرینگ نمونه‌های کائولینیت و کائولینیت کربنات‌زدائی‌شده نیز تأییدکننده‌ی نتیجه‌گیری حاضر است.

با توجه به محدودیت‌های آزمایش ظرفیت بافرینگ برای تفکیک ظرفیت جذب و واجذب آلاینده‌ی فلز سنگین در نمونه‌های مطالعه‌شده، انجام یک مجموعه آزمایش تعیین پتانسیل زتا در دستور کار پژوهش حاضر قرار گرفت.

از آنجا که در روش الکتروکینتیک، نمونه‌ی خاک به‌طورمستمر در معرض آبشویی قرار می‌گیرد، ارزیابی کمّی تأثیر آبشویی در تغییرات پتانسیل سطحی رس اهمیت ویژه‌یی دارد. بر این اساس، ابتدا آزمایش‌های تعیین پتانسیل زتا با هدف تعیین تأثیر نمک‌های قابل حل در پتانسیل سطحی پولک‌های رسی بحث و بررسی شده است. فرایند آبشویی نمونه‌های کائولینیت (K_w) در ۸ مرحله و با سرعت سانتریفیوژ ۸۰۰۰ دور بر دقیقه (rpm) انجام شد، که منجر به رسیدن EC از ۰/۱۵ به ۰/۰۳ میلی‌زیمنس بر سانتی‌متر (ms/cm) شد. حصول ضریب هدایت الکتریکی کوچک‌تر از ۰/۱۵ میلی‌زیمنس بر سانتی‌متر، تأییدکننده‌ی حذف بخش قابل‌توجه نمک‌های قابل حل از نمونه‌ی خاک است.[۲۹] در شکل ۴، نتایج حاصل از آزمایش‌های پتانسیل زتا برای نمونه‌های K_w و K_{uw} مشاهده می‌شود. محور عمودی، نمایانگر مقدار پتانسیل زتا بر حسب میلی‌ولت (mV) و محور افقی، بیانگر pH نمونه‌هاست. در روش بهسازی الکتروکینتیک پس از برقراری جریان، به سبب پدیده‌ی الکترولیز در نزدیکی آند، یون هیدروژن تولید می‌شود، که سبب کاهش pH و به‌طور همزمان در کاتد، افزایش یون هیدروکسید باعث افزایش pH می‌شود. در نتیجه مقدار pH در دامنه‌ی بین ۲ (نزدیک آند) تا ۱۲ (نزدیک کاتد) متغیر است.[۱] به همین علت برای تعیین تأثیر تغییرات pH در تغییرات مقادیر پتانسیل سطحی نمونه‌ها، در پژوهش حاضر، مقدار pH نمونه‌ها به مقادیر مختلف در بازه‌ی اخیر (۲-۱۲) رسانیده شد و پتانسیل زتای آن‌ها اندازه‌گیری شد. مطالعات پیشین نشان داده‌اند که رفتار کائولینیت در مقادیر pH اسیدی، خنثی، و قلیایی متفاوت است. به‌طوری که در ناحیه‌ی اسیدی، شرایط واجذبی؛ در ناحیه‌ی خنثی، شرایط پایدار؛ و در ناحیه‌ی با pH قلیایی، شرایط افزایش قابلیت نگهداشت نمونه موردانتظار است.[۳۲] براساس نتایج ارائه‌شده در شکل ۴، نواحی مذکور با تغییر در الگوی تغییرات پتانسیل سطحی رس، انطباق بسیار مناسبی دارد. در نتیجه، در شکل ۴ با توجه به تغییرات پتانسیل سطحی ذرات به‌دست‌آمده، رفتار نمونه‌ها به ۳ ناحیه‌ی واجذبی (۲< pH<۶/۵)، ناحیه‌ی پایدار (۶/۵≤ pH≤۸/۵)، و ناحیه‌ی نگهداشت (۸/۵< pH<۱۲) تقسیم‌بندی شده است. در تمامی نمونه‌ها (K_w و K_{uw})، ناحیه‌ی واجذبی کمترین مقادیر پتانسیل زتا را به خود اختصاص داده است. علت این رفتار را می‌توان به کاهش ضخامت لایه‌ی دوگانه (فشردگی لایه‌ی دوگانه) در اثر جذب سطحی یون H^+ و برخی کاتیون‌های با ظرفیت بزرگ‌تر در لایه‌ی دوگانه‌ی رسی، در نزدیکی قسمت آند نسبت داد. لایه‌ی دوگانه‌ی فشرده‌شده می‌تواند تعادل بین نیروهای دافعه و نیروهای جاذبه‌ی واندروالسی بین ذرات رس را تغییر دهد و شرایط لازم

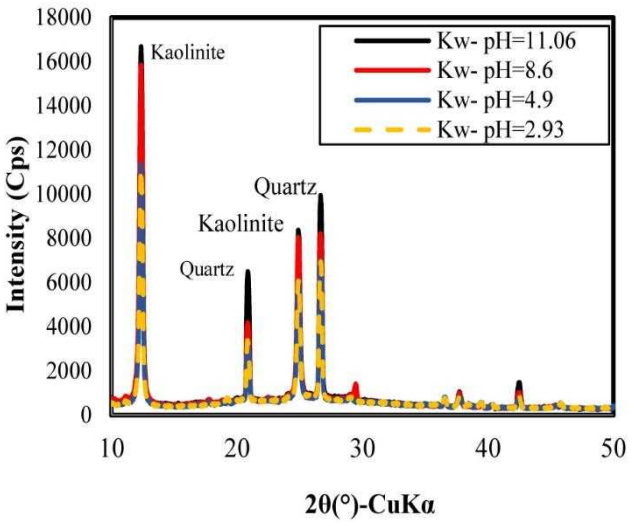


شکل ۴. تغییرات پتانسیل زتا در کائولینیت‌های K_w و K_{uw} در pH های مختلف.

برای ایجاد ساختار فلوکوله را فراهم کند.[۶] در محدوده‌ی ذکرشده با افزایش pH از ۲ تا ۶/۵، بزرگی پتانسیل زتا با افزایش نسبتاً کمی مواجه شده است. این انطباق در کنار مفاهیم نظری و تئوریک پتانسیل زتا بیانگر آن است که ارزیابی تغییرات پتانسیل زتا، ابزار مناسبی برای تعیین اندرکنش رس و آلاینده‌ی فلز سنگین است.

از سوی دیگر، در شکل ۴ در ناحیه‌ی پایدار، روند تغییرات پتانسیل زتا به مقدار ثابتی میل پیدا کرده است، که نشان می‌دهد در ناحیه‌یی که مقدار pH در محدوده‌ی خنثی قرار دارد، تغییرات ساختار به میزان کمینه‌ی ممکن رسیده است. این نتیجه به این معناست که در آزمایش‌های الکتروکینتیک، ذرات رسی که pH آن‌ها در محدوده‌ی خنثی قرار دارند، دچار کمترین میزان تغییرات ساختار نسبت به حالت اولیه می‌شوند. ذرات کائولینیت به سبب ظرفیت بافرینگ کم، پیوندهای شکسته‌شده، و CEC کوچکی که دارند، خصوصیت رفتاری بار متغیر[۱] و وابستگی بار به pH[۲] دارند؛ لذا در ابتدای ناحیه‌ی نگهداشت، بزرگی پتانسیل زتای پولک‌های رسی به یک‌باره افزایش یافته و پس از آن به مقدار ثابتی رسیده است. در قالب تئوری لایه‌ی دوگانه‌ی الکتریکی نیز می‌توان افزایش مقدار پتانسیل زتای ذرات در محیط قلیایی را به اثر گروه‌های عمل‌کننده[۳] و یون OH^- و به‌دنبال آن افزایش ضخامت لایه‌ی دوگانه‌ی الکتریکی مرتبط دانست. مطابق با نتایج شکل ۴، آبشویی ذرات کائولینیت باعث تفاوت رفتاری معنی‌داری در تغییرات پتانسیل سطحی ذرات نشده است. کاهش پتانسیل زتا در ناحیه‌ی اسیدی، در مطالعات اخیر برخی پژوهشگران نیز گزارش شده است.[۶]

با توجه به مطالعات اندک انجام‌شده در ادبیات فنی موجود و نبود اطلاعات کافی بر پایه‌ی بررسی رفتار پتانسیل سطحی رس، برای ارائه‌ی راهکارهای افزایش راندمان حذف فلزات سنگین در روش الکتروکینتیک، در پژوهش حاضر به‌منظور بررسی درستی و دقت نتایج آزمایش‌های پتانسیل زتا، از آزمایش‌های XRD و SEM استفاده شده است. این تذکر لازم است که برای ارزیابی دقیق‌تر، پس از انجام آزمایش‌های پتانسیل زتا، نمونه‌ها عیناً با همان



شکل ۵. پراش پرتوایکس نمونه‌های کائولینیت K_w همراه با تغییرات pH.

pH تحت آزمایش‌های مذکور قرار گرفتند. در آزمایش‌های XRD از پرتوی $Cu-K\alpha$ در محدوده‌ی 2θ، ۲ تا ۵۰ درجه با گام ۰/۰۳ استفاده شده است.

در شکل ۵، نتایج حاصل از آزمایش XRD بر روی نمونه‌های K_w (کائولینیت آبشویی‌نشده) مشاهده می‌شود؛ که در آن حروف K، Q، و C به ترتیب نمادهای کانی‌های کائولینیت، کوارتز، و کلسیت هستند.

اصلی‌ترین کانی رسی نمونه‌ها، کانی کائولینیت با فاصله‌ی پایه (Basal Spacing) $7/3\,A^\circ$ و زاویه‌ی 2θ برابر با ۱۲/۳۶ بوده است، که در شکل ۵، قله‌ی اصلی آن مشاهده می‌شود. براساس نتایج به‌دست‌آمده با کاهش pH محیط از حدود ۱۱ به ۳، شدت قله‌های نظیر کانی کائولینیت (بدون تغییر در موقعیت قله‌ها) به‌طور محسوس کاهش پیدا کرده است. کاهش شدت قله‌ی اصلی، نظیر کائولینیت را می‌توان به اندرکنش پولک‌های رسی با یون H^+ نسبت داد. این مهم باعث کاهش نیروهای دافعه و تغییر ساختار خاک از حالت پراکنده به مجتمع شده است. با بررسی نتایج نمونه‌های K_w در آزمایش‌های پتانسیل زتا مشاهده می‌شود که روند خروجی نتایج با آزمایش‌های XRD همسو بوده است. به‌طور مثال در شکل ۴، با کاهش pH محیط از ۱۱ به ۹ (حد بالا و پایین ناحیه‌ی نگهداشت)، بزرگی پتانسیل زتا از ۳۷/۹ به ۳۴ میلی‌ولت (mV) کاهش داشته است؛ که در ادامه، نرخ کاهش با رسیدن pH محیط به حد بالای ناحیه‌ی واجذبی، شدت پیدا کرده و به بزرگی ۱۶ میلی‌ولت (mV) رسیده است. با توجه به شکل ۵ در ناحیه‌ی نگهداشت با رسیدن pH محیط از ۱۱ به ۹، مقدار شدت قله از ۱۶۶۵۸ به ۱۵۷۰۰ (cps) نزول داشته است، که در ادامه با ورود به محدوده‌ی ۵~ pH مقدار افت قله‌ی اصلی نظیر کائولینیت شدیدتر و به مقدار ۱۱۲۰۹ (cps) رسیده است. این شباهت رفتاری را می‌توان مؤید اهمیت بررسی پتانسیل سطحی رس‌ها قبل از انجام آزمایش‌های الکتروکینتیک دانست. از سوی دیگر، عدم تغییر در موقعیت قله‌های نظیر کائولینیت در شرایط اسیدی و

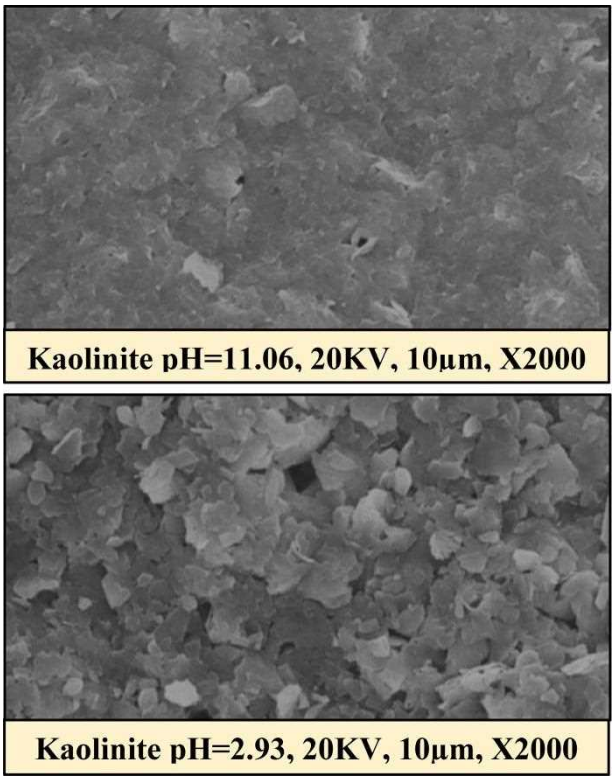
[۱] Variable Charge
[۲] pH Dependent
[۳] Functional Group

قلیایی موردمطالعه را می‌توان به عدم قابلیت ورود یون‌های الکترولیت به بین لایه‌های کائولینیت نسبت داد.[۳۰] این موضوع درستی انجام آزمایش‌ها را تأیید می‌کند.

به‌منظور حصول اطمینان از درستی تجزیه و تحلیل ارائه‌شده در مورد تفسیر نتایج شکل‌های ۴ و ۵، تصاویر میکروسکوپ الکترونی نمونه‌های فوق نیز تهیه شده است. آزمایش‌های SEM بر روی نمونه‌های K_w با pH ۱۱/۰۶ و ۲/۹۳، با بزرگ‌نمایی ۲۰۰۰ برابر انجام شد (شکل ۶).

مطابق تصاویر شکل ۶، طبق انتظار با کاهش pH، تغییر در ساختار خاک با تشکیل حفره‌های بزرگ‌تر به وقوع پیوسته است، که سبب افزایش نفوذپذیری نمونه‌های رسی در شرایط اسیدی شده است. با جمع‌بندی کلی موارد ذکرشده، این نتیجه‌گیری قابل حصول است که ارزیابی نرخ تغییرات پتانسیل زتا در pH های مختلف، ابزار مناسبی برای تعیین ساختار خاک در هر مقطع از طول نمونه در آزمایش‌های الکتروکینتیک است؛ ضمن آنکه با تعیین پتانسیل زتای نمونه در pH های مختلف، همزمان می‌توان تعیین کرد که نمونه‌ی خاک از منظر نگهداشت، پایداری، و واجذبی آلاینده در کدام شرایط قرار دارد.

درواقع براساس نتایج ارائه‌شده در شکل ۴، در صورتی‌که تغییرات پتانسیل زتای خاک مستقل از تغییرات pH باشد، این رفتار بیانگر مقاومت خاک به رفع آلودگی در فرایند الکتروکینتیک است. این محدوده، تجمع کربنات در خاک را نشان می‌دهد. بخش کاهشی نمودار زتا، دربرگیرنده‌ی شرایط مستعد برای واجذبی آلاینده است؛ که در آن، به‌علت کاهش پتانسیل زتا، تمایل خاک برای نگهداری آلاینده به میزان کمینه است. در بخشی از نمودار نیز که پتانسیل زتا به مقادیر بیشینه‌ی خود میل کرده است، به‌علت افزایش ظرفیت



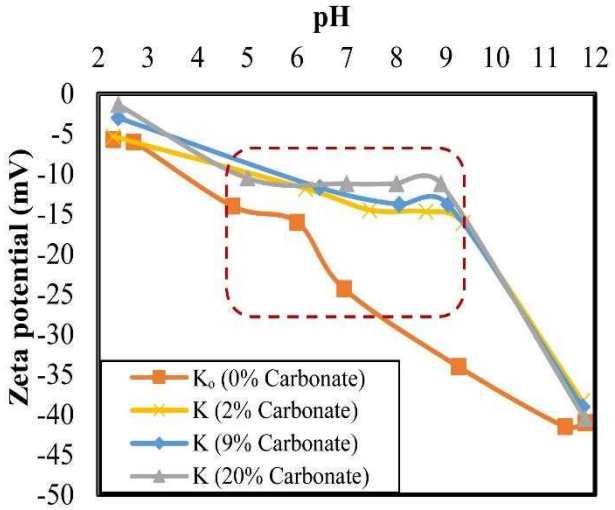
شکل ۶. تصاویر پولک‌های رسی کائولینیت آبشویی‌شده و pH تنظیم‌شده‌ی ۱۱/۰۶ و ۲/۹۳، با بزرگ‌نمایی ۲۰۰۰.

نگهداری آلاینده در خاک، قابلیت مکانیزم الکترواسمزی و مهاجرت یونی در انتقال و رفع آلودگی کاهش یافته است. به بیان دیگر، ارزیابی تغییرات پتانسیل زتای نمونه‌ی رسی نشان می‌دهد که در کدام محدوده در طول نمونه‌ی رسی، شدت‌بخشی ضروری است. استفاده از الگوی شدت‌بخشی مذکور، به بهینه‌شدن فرایند الکتروکینتیک و ممانعت از شدت‌بخشی یکسان در طول نمونه منجر خواهد شد.

۱.۳. تأثیر کربنات در پتانسیل سطحی نمونه‌های کائولینیت

طبق گزارش برخی پژوهشگران، فازهای مختلف نگهداشت به ترتیب فراوانی، به ۵ دسته‌ی اصلی: تبادلی، فاز کربناتی، فاز اکسید و هیدروکسید، فاز مواد آلی، و فاز باقیمانده تقسیم می‌شوند.[۳۲ و ۳۳] در pH های اسیدی، فاز تبادلی، اصلی‌ترین فاز در جذب فلزات سنگین است.[۳۲] با افزایش pH، مشارکت فازها در نگهداری آلاینده افزایش می‌یابد و به‌طور محسوسی مقدار فلز سنگین بیشتری در خاک نگهداری می‌شود. ارتباط مؤثری میان جذب فلزات سنگین و ظرفیت بافرینگ خاک‌های رسی وجود دارد و با افزایش ظرفیت بافرینگ، توان خاک در نگهداری فلزات سنگین بیشتر می‌شود.[۳۲ و ۳۴] از آنجا که درصد کربنات یکی از عواملی است که نقش بسیار مهمی در ظرفیت بافرینگ و نگهداشت فلزات سنگین دارد و پژوهشگران نشان داده‌اند که ۳۵ الی ۸۰ درصد نگهداری فلزات سنگین از طریق فاز کربناتی صورت می‌گیرد،[۳۲] بر این اساس تعیین تأثیر حضور کربنات در تغییرات پتانسیل سطحی رس، اهمیت ویژه‌یی دارد. در این راستا، در پژوهش حاضر، یک مجموعه آزمایش تعیین پتانسیل زتای نمونه‌های کائولینیت در درصدهای مختلف کربنات انجام پذیرفته است. بدین منظور، ابتدا خاک کربنات‌زدایی شد، سپس مقدارهای ۲، ۹، و ۲۰ درصد کلسیم کربنات به‌صورت وزنی به نمونه‌ها اضافه شد.

در شکل ۷، نتایج حاصل از تغییرات پتانسیل سطحی نمونه‌های $K_.$ به همراه درصد مختلف کلسیم کربنات ($CaCO_3$) ارائه شده است. به‌طورکلی مشاهده می‌شود که افزایش کربنات سبب کمترشدن تغییرات پتانسیل زتا (کاهش تغییرات در ساختار خاک) در دامنه‌ی بیشتری از pH شده است. در ناحیه‌ی اسیدی با افزایش کربنات، همچنان پتانسیل سطحی رس تغییرات داشته است، که اهمیت جبهه‌ی اسیدی در آزمایش الکتروکینتیک را نشان می‌دهد.



شکل ۷. تغییرات پتانسیل زتا برای نمونه‌های کائولینیت با درصدهای مختلف کربنات همراه با تغییرات pH.

تغییرات پتانسیل زتا برای نمونه‌های دارای کربنات بیشتر، با شیب و دامنه‌ی بزرگ‌تری نسبت به سایر نمونه‌ها صورت گرفته است؛ ضمن آنکه برای نمونه‌ی فاقد کربنات، محدوده‌ی افقی در نمودار پتانسیل زتا، طول و دامنه‌ی کوچک‌تری داشته است.

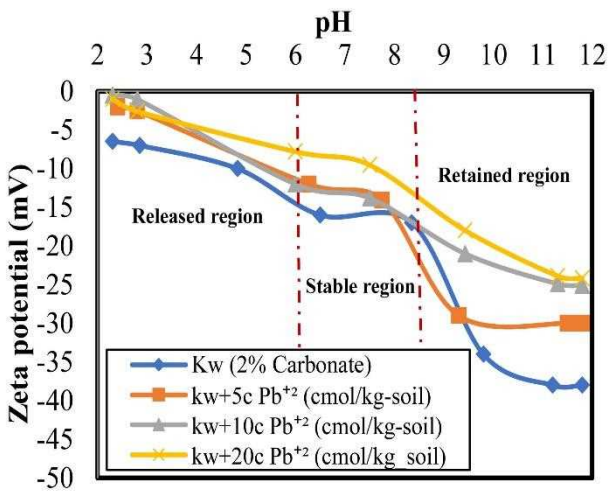
به بیان دیگر با توجه به شکل ۷ در نمونه‌های فاقد کربنات، حساسیت خاک در برابر تغییرات pH افزایش یافته است، که منجر به حذف ناحیه‌ی افقی (ناحیه‌ی پایدار) شده است. این مهم نشانگر کاهش ظرفیت بافرینگ و کاهش مقاومت نمونه در برابر تغییرات pH است. از این رو می‌توان نتیجه گرفت که در آزمایش‌های الکتروکینتیک کاهش کربنات سبب واجذب بهتر آلاینده و افزایش راندمان خواهد شد.

با افزایش درصد کربنات به مقادیر ۲ و ۹ درصد، بزرگی پتانسیل زتا در ناحیه‌ی واجذب و پایدار کاهش یافته است. در نمونه‌های مذکور نیز ناحیه‌ی پایدار همانند نتایج ارائه‌شده در شکل ۴ در محدوده‌ی (۶/۵≤ pH≤۸) شکل گرفته است. با ادامه‌ی روند افزایش درصد کربنات تا مقدار ۲۰٪، تغییرات پتانسیل زتا در دامنه‌ی افقی و شیب بزرگ‌تری صورت پذیرفته است. در این حالت، ناحیه‌ی پایدار به بیشترین بازه (۵≤ pH≤۹) رسیده است. این مهم بدان معناست که افزایش درصد کربنات باعث مقاومت بیشتر پتانسیل سطحی پولک‌های رسی در برابر تغییرات pH (افزایش ظرفیت بافرینگ) شده است. در این راستا، در صورت استفاده از مواد شدت‌بخشی در نمونه‌های فاقد کربنات، جریان الکتروسمز بیشتر و راندمان بزرگ‌تری در حذف فلزات سنگین بروز خواهد کرد. پژوهشگران دیگر نیز بر نقش منفی حضور کربنات در فرآیند الکتروکینتیک تأکید کرده‌اند.[۳۵]

۲.۳. تأثیر آلاینده‌ی فلز سنگین $Pb(NO_3)_2$ در پتانسیل سطحی ذرات رسی

براساس مطالعات برخی پژوهشگران، تغییرات غلظت فلز سنگین در الگو و نرخ رفع آلودگی از خاک تأثیر می‌گذارد.[۲۹، ۳۱، و ۳۲] با وجود این، در زمینه‌ی علت تئوریک تأثیر تغییرات غلظت آلاینده در الگو و میزان رفع آلاینده از خاک، مطالعات محدودی انجام شده است. از آنجا که در آزمایش‌های الکتروکینتیک، تغییرات غلظت آلاینده در طول نمونه بسیار متعارف است؛ ارزیابی تأثیر آلاینده‌ی فلز سنگین در تغییرات پتانسیل سطحی پولک‌های رسی از دو جنبه اهمیت ویژه‌یی دارد. از یک منظر، ارزیابی تغییرات پتانسیل سطحی رس، امکان ارائه‌ی یک پایه‌ی تئوریک برای تفسیر صحیح راندمان الکتروکینتیک در مقاطع مختلف در طول نمونه را فراهم می‌کند. از منظر دیگر، نیز امکان انتخاب الگوی شدت‌بخشی متفاوت و مناسب در طول نمونه و برای حصول پتانسیل سطحی یکنواخت در مقاطع مختلف نمونه فراهم می‌شود. برای این منظور، یک مجموعه‌ی اندازه‌گیری پتانسیل سطحی نمونه‌های کائولینیت حاوی غلظت‌های مختلف $Pb(NO_3)_2$ (غلظت‌های ۵، ۱۰، ۱۵، و ۲۰ $(cmol/kg-soil)$) در دستور کار قرار گرفت. در شکل ۸، نمونه‌ی کائولینیت استفاده‌شده در آزمایش‌های اخیر حاوی ۲٪ کربنات طبیعی اولیه بوده است.

براساس نتایج ارائه‌شده در شکل ۸، همانند نتایج حاصل از نمونه‌های غیرآلوده، پتانسیل سطحی پولک‌های رسی با تغییرات غلظت $Pb(NO_3)_2$ و pH

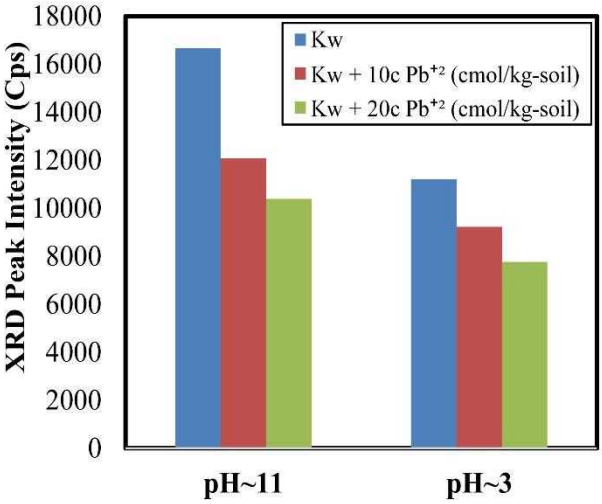


شکل ۸. تغییرات پتانسیل زتا در نمونه‌های کائولینیت آلوده‌شده با غلظت‌های مختلف سرب نیترات در برابر تغییرات pH.

تغییرات قابل‌توجهی داشته است. براساس نتایج شکل مذکور، با افزایش غلظت آلاینده، بزرگی پتانسیل زتا در تمامی نواحی کاهش یافته و دامنه‌ی تغییرات نیز کمتر شده است. در این مورد در بازه‌ی (۲< pH<۱۲) برای نمونه‌های حاوی ۵ و ۲۰ $Pb(NO_3)_2$ $(cmol/kg-soil)$، مقدار تغییرات پتانسیل زتا به ترتیب در دامنه‌های ۲- تا ۳۰- و ۰/۹- تا ۲۴/۲- میلی‌ولت (mV) قرار گرفته است. به بیان دیگر، با افزایش غلظت آلاینده در مقاطع مختلف نمونه در فرآیند رفع آلودگی به روش الکتروکینتیک می‌توان انتظار داشت که علاوه‌بر فرآیند مسدودشدن حفره‌ها[۱]، که برخی مطالعات پیشین به آن اشاره کرده‌اند،[۶، ۷، و ۳۱] از یک منظر کاهش پتانسیل زتا به افزایش راندمان رفع آلاینده از خاک کمک خواهد کرد. اگرچه براساس نتایج سایر پژوهشگران، این افزایش غلظت همزمان می‌تواند سبب وقوع جریان الکتروسمزی معکوس شود.[۳۶]

به‌علاوه براساس نتایج ارائه‌شده در شکل ۸، کاهش شیب نمودار تغییرات پتانسیل زتا در ناحیه‌ی قلیایی و افزایش شیب نمودارها در ناحیه‌ی اسیدی حاکی از آن است که از یک سو، افزایش غلظت فلز سنگین $Pb(NO_3)_2$ در ناحیه‌ی قلیایی سبب کاهش حساسیت خاک در برابر pH شده و از سوی دیگر، در ناحیه‌ی اسیدی، راندمان رفع آلودگی افزایش یافته است. با وجود این، از آنجا که برای حفظ جریان الکتروسمز از آند به کاتد لازم است پتانسیل زتا منفی بماند، کاهش پتانسیل زتا با افزایش غلظت فلز سنگین زمینه را برای خنثی‌شدن بار ذرات خاک و حتی مثبت‌شدن پتانسیل سطحی ذرات رس فراهم می‌کند. در نتیجه، جریان الکتروسمز از کاتد به سمت آند حرکت خواهد کرد؛ لذا با تغییر جهت جریان الکتروسمزی، راندمان رفع آلودگی کاهش خواهد یافت. از آنجا که تغییر جهت جریان الکتروسمزی نقش تعیین کننده‌یی در فرآیند انتقال آلودگی دارد، می‌توان نتیجه‌گیری کرد که کاهش پتانسیل زتا با افزایش غلظت آلاینده، در مجموع سبب کاهش راندمان رفع آلودگی خواهد شد. از این جهت، نیز تعیین پتانسیل زتای پولک‌های رسی در غلظت‌های مختلف آلاینده و تعیین حد آستانه‌ی مجاز غلظت آلاینده برای ممانعت از جریان الکتروسمزی معکوس، اهمیت توجه به تغییرات زتا پتانسیل در طول نمونه را نشان می‌دهد. براساس نتایج ارائه‌شده

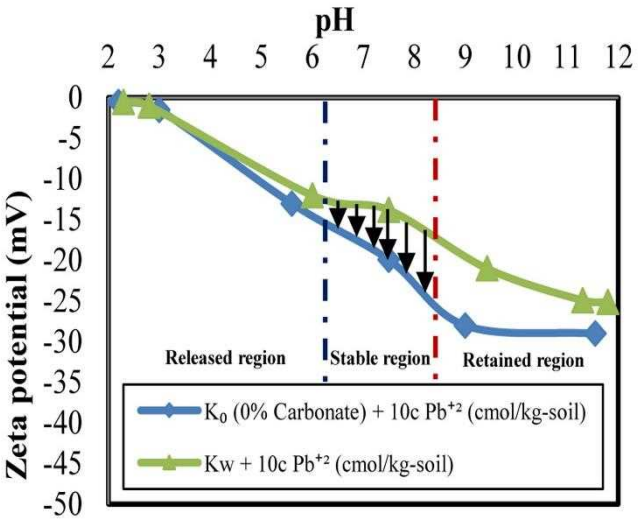
[۱] Clogging of Pores



شکل ۹. تغییرات شدت قله‌ی اصلی نمونه‌های کائولینیت با غلظت‌های متفاوت آلاینده در pH های ۳ و ۱۱.

در شـــکل اخیر، در دامنه‌ی غلظت موردآزمایش، در هیچ‌یک از آزمایش‌ها علامت پتانسیل زتا مثبت نشده است، که نشانگر برقراربودن جهت جریان از آند به کاتد در آزمایش‌های الکتروکینتیک اســـت. برخی پژوهشـــگران نیز بر حصـــول این شـــرط اســـاســـی برای ایجاد شـــرایط الکترواســـمز متداول (غیر معکوس) تأکید کرده‌اند.[۶ و ۳۷] به‌منظور بررســـی تکمیلی مطابق با شـــکل ۹، نمونـه‌هـای در محـدوده‌ی pH حـدود ۳ و ۱۱ تحـت آزمـایش XRD قرار گرفتند. در شکل اخیر، نمودارهای میله‌یی بیان‌کننده‌ی شدت قله‌های اصلی نظیر کـائولینیـت در غلظت‌هـای مختلف آلاینـده اســـت. براســـاس نتـایج به‌دســـت‌آمده مشـــاهده می‌شـــود که با افزایش غلظت $Pb(NO_۳)_۲$، شـــدت قله‌های اصلی نظیر کائولینیت کاهش یافته است، که همسو با نتایج آزمایش پتانســـیل زتاســـت. مقدار شـــدت قله‌ی اصـــلی نظیر کائولینیت در pH~۳ در نمونه‌های K_w برابر ۱۱۲۰۹ (cps) به‌دست آمده است، که با افزایش غلظت آلاینـــده تـــا غلظـــت ۱۰ $Pb(NO_۳)_۲\ (cmol\ /\ kg-soil)$، بـــه ۹۲۲۴ (cps) کاهش یافته است، که به معنای ۱۸٪ کاهش است. با ادامه‌ی روند تا غلظـــت ۲۰ $Pb(NO_۳)_۲\ (cmol\ /\ kg-soil)$، شـــدت قلـــه‌ی نظیر کائولینیت ۷۷۶۴ (cps) بوده است، که به معنای ۳۱٪ کاهش در شدت قله با افزایش غلظت آلاینـــده اســـت. از جمله علت‌های کاهش شـــدت قله، ضعیف‌شدن نیروی دافعه بین ذرات به سبب کاهش بار متغیر الکتریکی است. در pH~۱۱ ، تغییرات شدت بر حسب (cps) برای غلظت‌های ۰، ۱۰، و ۲۰ $Pb(NO_۳)_۲\ (cmol\ /\ kg-soil)$ بـــه تـــرتـــیـــب ۱۶۶۵۸، ۱۲۰۷۷، و ۱۰۳۹۱ به‌دست آمده است. به عبارت دیگر، در ناحیه‌ی قلیایی، مقدار کاهش شـــدت قله‌ی کائولینیت از ۰ تا ۲۰ $Pb(NO_۳)_۲\ (cmol\ /\ kg-soil)$، حدود ۳۷/۶٪ به ثبت رسیده است، که ۵/۶٪ نسبت به ناحیه‌ی اسیدی بیشتر بوده اســـت. یکی از علت‌های کاهش بیشـــتر شـــدت قله در ناحیه‌ی قلیایی را می‌توان بیشـــتربودن ضـــخامت اولیه‌ی لایه‌ی دوگانه‌ی الکتریکی پولک‌های رســـی نســـبت به ناحیه‌ی اســـیدی دانســـت؛ همچنین کاهش شـــدت قله در pHهای یکسان، که در پژوهش‌های پیشین به تغییر ساختار نسبت داده شده است، می‌تواند ناشی از کاهش پتانسیل بخش رسی نمونه باشد.

در گام آخر پژوهش حاضر، برای تجزیه و تحلیل و تعیین تأثیر حضور توأم



شکل ۱۰. تغییرات پتانسیل زتا در نمونه‌های کائولینیت طبیعی و کربنات‌زدایی‌شده حاوی آلاینده‌ی سرب نیترات در برابر تغییرات pH.

کربنات و آلاینده‌ی $Pb(NO_۳)_۲$ در تغییرات پتانســـیل ســـطحی کائولینیت، نمونه‌های K_w و $K_۰$ با غلظت ۱۰ $Pb(NO_۳)_۲\ (cmol\ /\ kg-soil)$ آلوده شدند و سپس پتانسیل زتای آن‌ها اندازه‌گیری شد. براساس نتایج شکل ۱۰، می‌توان نتیجه‌گیری کرد کـه کربنـات‌زدایی بـا حضـــور فلز ســـنگین $Pb(NO_۳)_۲$ نیز باعث افزایش بزرگی پتانســـیل زتا در تمام نواحی شـــده است.

در واقع، فرآیند واجذب آلاینده در نمونه‌ی کربنات‌زدایی‌شـــده در دامنه‌ی بیشـــتری از pH، حتی در بخشـــی از ناحیه‌ی پایدار و با جریان الکترواســـمز بزرگ‌تری رخ داده اســـت. به نظر می‌رســـد که افزایش اخیر می‌تواند منجر به بهبود سرعت جریان الکترواسمز و افزایش راندمان فرآیند واجذبی یون سرب در آزمایش‌های الکتروکینتیک شود.

۴. نتیجه گیری

نتایج پژوهش حاضر را می‌توان به این شرح خلاصه کرد:

۱) با وجود آنکه نتایج آزمایش تعیین ظرفیت بافرینگ خاک امکان مقایسه‌ی کمیتی مناسب برای نمونه‌های کائولینیت در حضور الکترولیت‌های مختلف را فراهم نمی‌کند، لیکن تعیین تغییرات پتانسیل زتای خاک، ابزار مناسبی برای ارزیابی فرآیند اندرکنش خاک و آلاینده در شرایط مختلف سیال حفره‌یی است.

۲) تغییرات pH در نمونه‌های مختلف کائولینیت حاوی الکترولیت متفاوت، تأثیر بسیار قابل توجهی در پتانسیل زتای نمونه‌های رسی دارد. با توجه به رژیم تغییراتpH در آزمایش‌های الکتروکینتیک، استفاده‌ی توأم از اندازه‌گیری pH و پتانسیل سطحی رس در مقاطع مختلف نمونه‌های تحت آزمایش الکتروکینتیک، روش کاربردی، کمیتی، و اجرائی دارای مبانی تئوریک برای تعیین روش شدت‌بخشی است .

۳) در محیط های اسیدی و خنثی، مقدار پتانسیل سطحی پولک‌های کائولینیت نزدیک به صفر می‌شود. این موضوع امکان کاهش راندمان الکتروسمزی و حتی ایجاد الکترواسمز معکوس را فراهم می‌کند. انجام

اندازه‌گیری پتانسیل زتای خاک امکان پایش چنین تغییراتی را فراهم می‌کند. به‌طوری که براساس نتایج آزمایش‌های تعیین پتانسیل زتای خاک می‌توان الگوی بهینه‌ی شدت‌بخشی در آزمایش‌های الکتروکینتیک را تعیین کرد.

۴) افزایش کربنات سبب کاهش تغییرات پتانسیل سطحی پولک‌های رسی (افزایش بافرینگ) در برابر تغییرات pH می‌شود. بر این اساس، در آزمایش‌های الکتروکینتیک، کربنات‌زدایی سبب افزایش راندمان حذف فلزات سنگین در آزمایش‌های الکتروکینتیک خواهد شد. ارزیابی تغییرات پتانسیل زتا، یک روش کاربردی دارای مبانی تئوریک برای کمیتی‌کردن شرایط بهینه‌ی رفع آلودگی در خاک‌های کربنات‌دار است.

۵) در یک نگرش جامع، استفاده‌ی توأم از مبانی تئوریک پتانسیل سطحی رس و فازهای نگهداری آلاینده در خاک به‌عنوان یک راهکار تئوریک و اجرایی در روش الکتروکینتیک قابل استفاده است.

References -منابع

1. Virkutyte, J., Sillanpää, M. and Latostenmaa, P., 2002. Electrokinetic soil remediation—critical overview. *Science of the total environment*, *289*(1-3), pp.97-121. doi.org/10.1016/S00489697(01)01027-0.

2. Panagos, P., Van Liedekerke, M., Yigini, Y. and Montanarella, L., 2013. Contaminated sites in Europe: review of the current situation based on data collected through a European network. *Journal of environmental and public health*, *2013*(1), p.158764. doi.org/10.1155/2013/158764.

3. Rosestolato, D., Bagatin, R. and Ferro, S., 2015. Electrokinetic remediation of soils polluted by heavy metals (mercury in particular). *Chemical Engineering Journal*, *264*,pp.16-23. doi.org/10.1016/j.cej.2014.11.074.

4. Ugwu, I.M. and Igbokwe, O.A., 2019. Sorption of heavy metals on clay minerals and oxides: a review. *Advanced sorption process applications*, *2019* pp.1-23.doi.org/ 10.5772/intechopen.80989

5. Wen, D., Fu, R. and Li, Q., 2021. Removal of inorganic contaminants in soil by electrokinetic remediation technologies: a review. *Journal of hazardous materials*, *401*,p.123345. doi.org/10.1016/j.jhazmat.2020.123345

6. Liu, Y., Zhuang, Y.F., Xiao, F. and Liu, Z., 2023. Mechanism for reverse electroosmotic flow and its impact on electrokinetic remediation of lead-contaminated kaolin. *Acta Geotechnica*, *18*(3), pp.1515-1528. doi.org/10.1007/s11440-022-01640-3.

7. Cameselle, C., 2015. Enhancement of electro-osmotic flow during the electrokinetic treatment of a contaminated soil. *Electrochimica Acta*, *181*, pp.31-38. doi.org/10.1016/j.electacta.2015.02.191.

8. Al-Hamdan, A.Z. and Reddy, K.R., 2011. Modeling of heavy metals transport in high acid buffering soil during electrokinetic remediation. In *Geo-Frontiers 2011: Advances in Geotechnical Engineering* (pp. 836-845). doi.org/10.1061/41165(397)86 .

9. Liu, L., Li, W., Song, W. and Guo, M., 2018. Remediation techniques for heavy metal-contaminated soils: Principles and applicability. *Science of the total environment*, *633*, pp.206-219. doi.org/10.1016/j.scitotenv.2018.03.161.

10. Ait Ahmed, O., 2020. The removal efficiency of lead from contaminated soil: modeling of cations and anions migration during the electrokinetic treatment. *Journal of Environmental Science and Health, Part A*, *55*(10), pp.1218-1232. doi.org/10.1080/10934529.2020.1785781.

11. Nasiri, A., Jamshidi-Zanjani, A. and Darban, A.K., 2020. Application of enhanced electrokinetic approach to remediate Cr-contaminated soil: effect of chelating agents and permeable reactive barrier. *Environmental Pollution*, *266*, p.115197. doi.org/10.1016/j.envpol.2020.115197.

12. Song, Y., Cang, L., Zuo, Y., Yang, J., Zhou, D., Duan, T., and Wang, R. "EDTA-enhanced electrokinetic remediation of aged electroplating contaminated soil assisted by combining dual cation-exchange membranes and circulation methods", *Chemosphere*, 243, 125439, (2020). doi.org/10.1016/j.chemosphere.2019.125439.

13. Yao, Z., Li, J., Xie, H. and Yu, C., 2012. Review on remediation technologies of soil contaminated by heavy metals. *Procedia Environmental Sciences*, *16*, pp.722-729. doi.org/10.1016/j.proenv.2012.10.099.

14. Pandey, B.K. and Rajesh, S., 2019. Enhanced engineering characteristics of soils by electro-osmotic treatment: an overview. *Geotechnical and Geological Engineering*, *37*, pp.4649-4673. doi.org/10.1007/s10706-019-00973-3.

15. Pate, K. and Safier, P., 2022. Chemical metrology methods for CMP quality. In *Advances in chemical*

mechanical planarization (CMP) (pp. 355-383). Woodhead Publishing. doi.org/10.1016/B978-0-12-821791-7.00017-4.

16. El-Mehalmey, W.A. and Alkordi, M.H., 2023. Electrokinetic remediation technique for soil contaminants. In *Nanoremediation* (pp. 229-258). Elsevier. doi.org/10.1016/B978-0-12-823874-5.00005-X

17. Darrow, M.M., Guo, R. and Trainor, T.P., 2020. Zeta potential of cation-treated soils and its implication on unfrozen water mobility. *Cold Regions Science and Technology*, *173*,p.103029. doi.org/10.1016/j.coldregions.2020.103029.

18. Reddy, K.R., Chaparro, C. and Saichek, R.E., 2003. Removal of mercury from clayey soils using electrokinetics. *Journal of Environmental Science and Health, Part A*, *38*(2), pp.307-338. doi.org/10.1081/ESE-120016897

19. West, L.J. and Stewart, D.I., 1995. Effect of zeta potential on soil electrokinesis. In *Geoenvironment 2000: Characterization, Containment, Remediation, and Performance in Environmental Geotechnics* (pp. 1535-1549). ASce.

20. Gu, Y.Y., Yeung, A.T., Koenig, A. and Li, H.J., 2009. Effects of chelating agents on zeta potential of cadmium-contaminated natural clay. *Separation Science and Technology*, *44*(10), pp.2203-2222. doi.org/10.1080/01496390902976731

21. Lima, A.T., Hofmann, A., Reynolds, D., Ptacek, C.J., Van Cappellen, P., Ottosen, L.M., Pamukcu, S., Alshawabekh, A., O'Carroll, D.M., Riis, C. and Cox, E., 2017. Environmental electrokinetics for a sustainable subsurface. *Chemosphere*, *181*, pp.122-133.doi.org/10.1016/j.chemosphere.2017.03.143.

22. Mansour Pour, A., 2018. *Effect of overlapping double layers and pH on electrokinetics in a microchannel* (Master'sthesis). doi.org/20.500.12932/29487.

23. Park, S.J. and Seo, M.K., 2011. *Interface science and composites* (Vol. 18). Academic Press. doi.org/10.1016/B978-0-12-375049-5.00006-2.

24. Kaya, A. and Yukselen, Y., 2005. Zeta potential of clay minerals and quartz contaminated by heavy metals. *Canadian Geotechnical Journal*, *42*(5), pp.1280-1289. doi.org/10.1139/t05-048.

25. Zhang, L., Mishra, D., Zhang, K., Perdicakis, B., Pernitsky, D. and Lu, Q., 2020. Electrokinetic study of calcium carbonate and magnesium hydroxide particles in lime softening. *Water Research*, *186*, p.116415. doi.org/10.1016/j.watres.2020.116415 .

26. Nikhil John, K. and Arnepalli, D.N., 2019. Factors influencing zeta potential of clayey soils. In *Geotechnical Characterisation and Geoenvironmental Engineering: IGC 2016 Volume 1* (pp. 171-178). Springer Singapore. doi.org/10.1007/978-981-13-0899-4_21.

27. Yukselen-Aksoy, Y.E.L.İ.Z. and Kaya, A.J.E.E.S., 2011. A study of factors affecting on the zeta potential of kaolinite and quartz powder. *Environmental Earth Sciences*, *62*, pp.697-705. doi.org/10.1007/s12665-010-0556-9.

28. Hesse, P.R. and Hesse, P.R., 1971. A textbook of soil chemical analysis.

29. Ouhadi, V., 2017. Development and Validation of the Modified Barium Chloride Method for CEC Measurement and Determination of Accurate Exchangeable Calcium Cation Concentration in Carbonated Clayey Soils. *Modares Civil Engineering journal*, *17*(3), pp.21-34. [In Persian].

30. Ouhadi, V.R. and Amiri, M., 2011. Geo-environmental behaviour of nanoclays in interaction with heavy metals contaminant. *Amirkabir J, Civil*, *42*(3), pp.29-36. [In Persian].

31. Ouhadi, V.R., Yong, R.N., Shariatmadari, N., Saeidijam, S., Goodarzi, A.R. and Safari-Zanjani, M., 2010. Impact of carbonate on the efficiency of heavy metal removal from kaolinite soil by the electrokinetic soil remediation method. *Journal of Hazardous Materials*, *173*(1-3),pp.87-94. doi.org/10.1016/j.jhazmat.2009.08.052.

32. Yong, R.N., Galvez-Cloutier, R. and Phadungchewit, Y., 1993. Selective sequential extraction analysis of heavy-metal retention in soil. *Canadian Geotechnical Journal*, *30*(5), pp.834-847. doi.org/10.1139/t93-074.

33. Mohamadi, S., Saeedi, M. and Mollahosseini, A., 2019. Enhanced electrokinetic remediation of mixed contaminants from a high buffering soil by focusing on mobility risk. *Journal of Environmental Chemical Engineering*, *7*(6),p.103470. doi.org/10.1016/j.jece.2019.103470.

34. Wang, Y., Li, A. and Cui, C., 2021. Remediation of heavy metal-contaminated soils by electrokinetic

technology: Mechanisms and applicability. *Chemosphere*, *265*, p.129071. doi.org/10.1016/j.chemosphere.2020.129071.

35. Shariatmadari, N. Saiedijam, S., and Ouhadi, V. R. 2008. Study of carbonate effect on the efficiency of electrokinetics for Electrokinetics remediation for Zn removal from clayey soil in insitue scale. *Modares Civil Engineering Journal*, Vol. 7, No. 11, pp.45-59. [In Persian].

36. Sun, Z., Zhao, M., Chen, L., Gong, Z., Hu, J. and Ma, D., 2023. Electrokinetic remediation for the removal of heavy metals in soil: Limitations, solutions and prospection. *Science of the Total Environment*, p.165970. doi.org/10.1016/j.scitotenv.2023.165970.

37. Ouhadi, V.R., Bahadori Nezhad, O.R. and Amiri, M., 2014. Lead Retention of Carbonated Kaolinite in the Adsorption and Electrokinetics Processes. *Modares Journal of Civil Engineering*, *14*(3). [In Persian].

مهندسی عمران شریف، (پاییز ۱۴۰۳)
دوره‌ی ۴۰، شماره‌ی ۳، صص.۴۷-۷۲، (پژوهشی)

Original Article

مدل جدید جنبش نیرومند زمین برای پیش‌بینی بیشینه‌ی شتاب، طیف‌های شبه‌شتاب و طیف‌های جابجایی در ایران

علیرضا حاجی‌پور (کارشناس ارشد)
حسن علیجانی مقدم* (استاد)
دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف، تهران، ایران.

در مطالعه‌ی حاضر، یک مدل جدید جنبش زمین برای ایران، به‌منظور پیش‌بینی بیشینه‌ی شتاب زمین، طیف‌های شبه‌شتاب در میرایی‌های ۲، ۵، و ۱۰ درصد و طیف‌های جابجایی با نسبت مقاومت به وزن ۰/۰۵ تا ۰/۳، در دوره‌های تناوبی ۰/۰۴ تا ۴ ثانیه توسعه یافته است. پایگاه داده‌ی مطالعه‌ی حاضر، شامل ۶۵۹ رکورد از ۱۱۵ رویداد اصلی و پوسته‌یی کم‌عمق رخداده در ایران از سال‌های ۱۹۷۶ تا ۲۰۲۲ با محدوده‌ی بزرگای $5 \le Mw \le 7/4$ و فاصله‌ی رومرکزی تا ۲۰۰ کیلومتر بوده است. ضرایب اثر تصادفی در مدل رگرسیون، اثر مختلط برای ثبت تغییرات منطقه‌یی میان مناطق پنج‌گانه‌ی فلات ایران تعریف شده و هیچ‌گونه تفاوت آماری در بین مناطق مذکور ملاحظه نشده است. آثاز غیرخطی ساختگاه با استفاده از پارامتر V_{S30} (متوسط سرعت موج برشی در ۳۰ متر فوقانی پروفیل خاک) در مدل توسعه‌یافته در نظر گرفته شد. توزیع باقیمانده‌های به‌دست‌آمده، شامل: باقیمانده‌های میان‌رویدادی، ایستگاه به ایستگاه، و رویداد- ایستگاه تصحیح‌شده، هیچ‌گونه سوگیری قابل‌توجهی را برای مدل توسعه‌یافته نشان نداده‌اند.

واژگان کلیدی: مدل جنبش نیرومند زمین، معادلات پیش‌بینی جنبش زمین، طیف شبه‌شتاب، طیف جابجایی کشسان، طیف جابجایی غیرکشسان، پایگاه داده‌ی زلزله‌های ایران.

alirezahajipour.official@gmail.com
hsnmoghaddam@yahoo.com

۱. مقدمه

مطالعه‌ی حاضر، یک مدل جدید جنبش زمین (GMM)[۱] را برای ایران ارائه کرده است. فلات ایران، منطقه‌یی است که مرتباً زلزله‌های متوسط تا بزرگ با عمق کانونی کمتر از ۳۵ کیلومتر را تجربه کرده و از این رو، همواره موردتوجه پژوهشگران و زلزله‌شناسان بوده است. علاوه‌بر آن، فلات ایران در کمربند آلپ- هیمالیا واقع شده است، که یکی از مناطق تکتونیکی فعال در جهان بوده و با حرکت صفحه‌ی عربستان از شمال به سمت اورآسیا، گسل‌های امتدادلغز و معکوس با زلزله‌های مکرر و بزرگ داشته است. در مناطق با لرزه‌خیزی بالا، مانند فلات ایران، از مدل‌های ریاضی برای مرتبط‌کردن شاخص‌های شدت جنبش زمین (GMIMs)[۲]، مانند بیشینه‌ی شتاب زمین (PGA)[۳] و یا طیف شبه‌شتاب با میرایی ۵٪، با چند پارامتر لرزه‌یی یک زلزله، به‌عنوان مثال بزرگای زلزله و فاصله‌ی منبع تا ایستگاه استفاده می‌شود. زلزله‌های ایران عمدتاً با گسل امتدادلغز و معکوس مشخص می‌شوند و پژوهشگران مختلف، فلات ایران را براساس لرزه‌خیزی و ویژگی‌های ژئوفیزیکی به چند منطقه‌ی تکتونیکی تقسیم کرده‌اند. در حال حاضر، در رابطه با چگونگی تقسیم‌بندی فلات ایران به مناطق مختلف تکتونیکی، در بین پژوهشگران اجماعی وجود ندارد. برخی نویسندگان،[۱ و ۲] استان‌های ساده‌یی را پیشنهاد کرده‌اند. برخی دیگر،[۳] نیز ایران را به مناطق تکتونیکی بیشتری تقسیم‌بندی کرده‌اند. در مطالعه‌ی حاضر، پنج منطقه‌ی لرزه‌زمین‌ساختی، که توسط میرزائی و همکاران (۱۹۹۸)،[۴] براساس همه‌ی داده‌های لرزه‌یی، ژئوفیزیکی، زمین‌شناسی، و تکتونیکی پیشنهاد شده است، در نظر گرفته شده است: (۱) زاگرس، که یک منطقه‌ی برخورد قاره‌یی- قاره‌یی از صفحه‌ی عرب و ریزقاره‌ی مرکزی ایران است. (۲) البرز- آذربایجان، که در شمال و شمال غربی ایران قرار دارد و بخشی از کمربند لرزه‌یی آلپ- هیمالیاست. (۳) کوپه‌ی داغ، که آن نیز بخشی از کمربند لرزه‌یی آلپ- هیمالیاست. (۴) صفحه‌ی مرکزی- شرقی ایران، که

*نویسنده مسئول
تاریخ‌دریافت: ۱۴۰۲/۰۷/۱۰، تاریخ‌اصلاحیه: ۱۴۰۲/۰۹/۲۵، تاریخ‌پذیرش: ۱۴۰۲/۰۹/۲۷.

استناد به این مقاله:
حاجی پور، علیرضا و علیجانی مقدم، حسن،۱۴۰۳. مدل جدید جنبش نیرومند زمین برای پیش‌بینی بیشینه‌ی شتاب، طیف‌های شبه‌شتاب و طیف‌های جابجایی در ایران. مهندسی عمران شریف، ۴۰(۳)، صص.۴۷-۷۲. DOI: 10.24200/J30.2023.63008.3251.

[۱] Ground Motion Model
[۲] Ground-Motion Intensity Measures
[۳] Peak Ground Acceleration

تحت هم‌گرایی مناطق مذکور قرار گرفته است، و (۵) سواحل مکران، که بخشی از سواحل جنوبی ایران است. هر منطقه اغلب دارای زلزله‌های متوسط تا بزرگ است و برخی پژوهشگران،[۵ و ۶] ترجیح دادند روابط کاهندگی یا معادلات پیش‌بینی جنبش زمین (GMPEs)[۱] را برای مناطق خاصی ارائه دهند. با وجود این، بیشتر داده‌های لرزه‌یی ایران در مناطق ۱، ۲، و ۴ و تعداد کمی از آن‌ها در مناطق ۳ و ۵ ثبت شده‌اند. برخی دیگر از پژوهشگران،[۷-۹] نیز مناطق تکتونیکی را به‌صورت متفاوتی گروه‌بندی کرده و برای هر زیرمجموعه به‌طور جداگانه مدل‌هایی را توسعه داده‌اند. پژوهشگران متعدد دیگری،[۱۰-۱۲] مدل‌هایی را برای مناطق خاصی با رژیم‌های تکتونیکی همگن ارائه داده‌اند. استفاده از روش تحلیل واریانس در مطالعات نوروزی (۲۰۰۵)،[۹] و کتا[۲] و همکاران (۲۰۱۶)،[۱۳] نشان داد که جنبش زمین در البرز مرکزی ایران و مناطق زاگرس را می‌توان در یک مجموعه ترکیب کرد. نتایج مشابهی در نوشتار فرج‌پور و همکاران (۲۰۱۹)،[۱۴] برای مناطق مختلف فلات ایران حاصل شد. تمرکز مطالعه‌ی حاضر بر روی توسعه‌ی یک مدل جدید جنبش زمین برای پیش‌بینی طیف‌های شبه‌شتاب و جابجایی بوده و در آن تفاوت‌های منطقه‌یی در فلات ایران بررسی شده است.

۲. پیشینه‌ی مدل‌های جنبش زمین برای ایران

تعداد کمی مدل جنبش زمین برای فلات ایران با توجه به تنوع پایگاه داده‌ها و مناطق مختلف فلات ایران ایجاد شده است.[۱۴] اولین مدل جنبش زمین، که فقط رکوردهای ایران را در نظر گرفته و مقادیر طیفی را تخمین زده است، توسط زارع و همکاران (۱۹۹۹)،[۷] منتشر شده است.[۹] ایشان داده‌های خود را به دو مجموعه‌ی البرز مرکزی و زاگرس تقسیم‌بندی کردند و روابط جداگانه‌یی برای هر منطقه توسعه دادند، ولی منحنی‌های کاهندگی با توجه به انحراف‌های استاندارد تخمینی دو رابطه، مشابه بوده و تفاوت‌های ناچیزی را نشان داده است. نوروزی (۲۰۰۵)،[۸] با استفاده از پایگاه داده حاوی ۲۷۹ ورودی از حدود ۳۰ منطقه‌ی لرزه‌زمین‌ساختی در سراسر ایران، مدل خود را توسعه داد و بیشینه‌ی شتاب زمین را برای مؤلفه‌های افقی و قائم برآورد کرد. قاسمی و همکاران (۲۰۰۹)،[۹] نیز مدلی را برای تخمین طیف شبه‌شتاب برای ایران و اورآسیای غربی از یک مجموعه داده‌ی بزرگ پیشنهاد کردند. آن‌ها ۷۱۶ رکورد سه‌مؤلفه‌یی به‌دست‌آمده از ۲۰۰ زلزله با بزرگای گشتاوری M ۵ ≤ را تحلیل کردند. علاوه‌بر داده‌های ایرانی، ۱۷۷ رکورد سه‌مؤلفه‌یی از اورآسیای غربی و داده‌های زلزله‌ی کوبه، برای افزایش مجموعه‌ی داده‌های ایرانی را تحلیل کرده‌اند. صداقتی و پزشک (۲۰۱۷)،[۱۲] با استفاده از داده‌های شبکه‌ی شتاب‌نگاری ایران (ISMN)[۳] و پایگاه داده‌یی متشکل از ۱۵۵۱ زلزله‌ی ایرانی مدل خود را، که شامل یک عبارت خطی تابع پارامتر V_{S30} برای مدل‌سازی پاسخ ساختگاه بود، ایجاد کردند. حسنی و همکاران (۲۰۱۷)،[۱۵] مدلی برای تخمین طیف جابجایی غیرکشسان مقاومت ثابت (ضریب کاهش[۴] ثابت) در ایران ارائه دادند. آن‌ها با استفاده از پایگاه داده‌یی، شامل ۸۰۶ رکورد از ۳۳۰ زلزله‌ی ایران، سه معادله‌ی جداگانه برای زاگرس، البرز- ایران مرکزی، و کل پهنه‌ی ایران ارائه دادند. فرج‌پور و همکاران (۲۰۱۹)،[۱۴] با استفاده از شکل معادلاتی شبیه شکل معادلات در برخی نوشتارها،[۱۲ و ۱۶] مدلی را به‌منظور پیش‌بینی بیشینه‌ی شتاب زمین و طیف شبه‌شتاب با میرایی ۵٪ برای کل ایران، به همراه بررسی تفاوت‌های منطقه‌یی در فلات ایران ارائه دادند. پایگاه داده‌ی آن‌ها در مجموع ۱۳۵۶ رکورد از ۲۰۸ رویداد ایرانی از سال ۱۹۷۶ تا ۲۰۱۳ و ۴ رویداد از ترکیه و یونان، با بزرگای گشتاوری M≥ ۴/۸ و فاصله‌ی گسیختگی تا ۴۰۰ کیلومتر را شامل می‌شد. تفاوت‌های منطقه‌یی معناداری در بین مناطق پنجگانه‌ی فلات ایران (مناطق موردبحث در نوشتار میرزایی و همکاران (۱۹۹۸)،[۴] مشاهده نشده است؛ اما با وجود این، ایشان مطالعات بعدی را به بررسی بیشتر این موضوع توصیه کرده‌اند. زعفرانی و سقراط (۲۰۲۳)،[۱۷] با استناد به نتایج میرزایی و همکارانش،[۱۴] مدل واحدی را برای پیش‌بینی طیف شبه شتاب در کل ایران براساس بزرگا، فاصله، نوع گسلش، و اثر ساختگاه ارائه دادند. آن‌ها علاوه‌بر رویدادهای داخل ایران، از چند رویداد غیرایرانی برای پُرکردن خلأ داده‌های ایرانی در بزرگاهای بزرگ و فواصل نزدیک استفاده کردند. رویکردی که در برخی مطالعات،[۹ و ۱۴] نیز استفاده شده است. فهرست جامعی از مدل‌های جنبش زمین توسعه‌یافته برای کل جهان و ایران، به‌همراه توضیحات و محدودیت‌های آن‌ها را می‌توان در نوشتار داگلاس[۵] (۲۰۲۱)،[۱۸] ملاحظه کرد.

بررسی تاریخچه‌ی روابط کاهندگی در سراسر دنیا، به‌ویژه در فلات ایران، نشان می‌دهد بسیاری از معادلات جنبش زمین برای پیش‌بینی طیف شبه‌شتاب با میرایی ۵٪ توسعه یافته‌اند، که فرض اساسی آن‌ها رفتار کاملاً کشسان سازه در طول زلزله‌ها بوده است. با این حال تجربه نشان داده است تحت تحریک زلزله، سازه‌ها می‌توانند بسته به شدت زلزله و مشخصه‌های رفتاری خود، رفتار کشسان یا غیرکشسان داشته باشند. با وجود اینکه معادلات فراوانی برای پیش‌بینی طیف‌های کشسان توسعه یافته‌اند، اما تعداد مدل‌های توسعه‌یافته برای پیش‌بینی طیف‌های غیرکشسان بسیار کمتر بوده است. به‌طوری که طبق گزارش داگلاس،[۱۸] در میان تمام روابط کاهندگی توسعه‌یافته از سال ۱۹۶۴ تا ۲۰۲۱، فقط ۶ مدل برای پیش‌بینی طیف غیرکشسان توسعه یافته و در این میان نیز سهم فلات ایران، فقط یک مدل ارائه‌شده توسط حسنی و همکاران (۲۰۱۷)،[۱۵] بوده است. بنابراین، در مطالعه‌ی حاضر، علاوه‌بر توسعه‌ی مدل برای پیش‌بینی طیف‌های کشسان، معادلات برای پیش‌بینی طیف‌های غیرکشسان نیز توسعه یافته است. طیف‌های غیرکشسان موردبحث در مطالعه‌ی حاضر، طیف‌های جابجایی با نسبت مقاومت به وزن ثابت (fy/w) هستند. در واقع، این نوع طیف‌ها هر دو نوع پاسخ کشسان و غیرکشسان را می‌توانند در بر بگیرند، چرا که در تعریف منحنی نیرو- تغییرشکل آن‌ها هیچ وابستگی به تحریک زلزله در نظر گرفته نشده و به‌دنبال آن نیز هیچ تضمینی مبنی بر غیرکشسان‌شدن پاسخ وجود ندارد، بلکه فقط پتانسیل غیرکشسان‌شدن پاسخ در آن‌ها گنجانده شده است.

۳. پایگاه داده‌ی انتخاب‌شده و مشخصات آن

پایگاه داده‌ی استفاده‌شده در مطالعه‌ی حاضر، یک مجموعه داده‌ی یک‌پارچه از حرکت‌های زمین در زلزله‌های پوسته‌یی کم‌عمق رخداده از سال ۱۹۷۶ تا ۲۰۲۲ در ایران بوده است.

با درنظرگرفتن دو ویژگی اساسی، یعنی شناخته‌شده‌بودن و قابل‌اعتمادبودن داده‌ها، در مجموع اطلاعات لرزه‌یی ۶۵۹ رکورد جنبش نیرومند سه مؤلفه‌یی

[۱] Ground Motion Prediction Equations

[۲] Kotha

[۳] Iran Strong Motion Network

[۴] Reduction Factor

[۵] Douglas

از ۱۱۵ رویداد اصلی با بزرگای گشتاوری $M \geq ۵$ و فاصله‌ی رومرکزی $R_{EPI} \leq ۲۰۰km$ جمع‌آوری شدند. رکوردهای جنبش نیرومند اصلاح‌نشده از شبکه‌ی شتاب‌نگاری ایران به‌دست آمدند و اصلاح خط مبنا و عملیات فیلتر رکوردهای مذکور با استفاده از بازه‌های بسامدی پیشنهادی قدرتی و همکاران (۲۰۰۴)،[۱۹] در نرم‌افزار Seismosignal انجام شد.

بیشتر ایستگاه‌های موجود در شبکه‌ی شتاب‌نگاری ایران، مشابه شبکه‌های دیگر، اطلاعات ژئوتکنیکی محدودی دارند. معمولاً شرایط ساختگاه با استفاده از سرعت موج برشی در ۳۰ متر فوقانی پروفیل خاک $V_{S۳۰}$، به‌عنوان متغیری در ارزیابی روابط تجربی برای پیش‌بینی ضرایب تقویت غیرخطی برای طیف‌های هدف تعیین می‌شود. ایستگاه‌های ایرانی، $V_{S۳۰}$ را برای ۵۴۸ ایستگاه از ۱۴۴۱ ایستگاه اندازه‌گیری کرده‌اند. هیت[۱] و همکاران (۲۰۲۰)،[۲۰] روشی را برای تخمین سرعت موج برشی با استفاده از شیب توپوگرافی به‌عنوان نماینده‌ی $V_{S۳۰}$ در ایستگاه‌هایی که داده‌های اندازه‌گیری‌شده وجود ندارد، معرفی کرده‌اند، که در مطالعه‌ی حاضر از تخمین‌های روش مذکور برای ایستگاه‌های فاقد $V_{S۳۰}$ اندازه‌گیری‌شده استفاده شده است (حدود ۶۴٪ از داده‌ها). رویکردی مشابه نیز توسط فرج‌پور و همکاران (۲۰۱۹)،[۱۴] و بزرگ نیا و همکارش (۲۰۱۴)،[۱۶] استفاده شده است.

به‌طورکلی در مطالعه‌ی حاضر از رویکرد فرج‌پور و همکاران (۲۰۱۸)،[۲۱] برای جمع‌آوری اطلاعات رویدادها استفاده شده است. پایگاه داده‌های مرکز تحقیقات راه، مسکن، و شهرسازی (BHRC)[۲]، مرکز لرزه‌نگاری کشوری (IRSC)[۳]، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله (IIEES)[۴]، مرکز ملی اطلاعات زلزله (NEIC)[۵]، و پایگاه داده‌ی جهانی هاروارد (HRV\CMT)[۶]، در مطالعه‌ی حاضر منابع اصلی در تعیین مشخصات لرزه‌یی رویدادهای ایران از جمله نوع گسلش بوده‌اند. ابعاد و هندسه‌ی گسیختگی‌ها با فرض مستطیلی‌بودن صفحه‌ی گسیختگی، با استفاده از روابط ارائه‌شده در نوشتارهای ولز[۷] و همکارش (۱۹۹۴)،[۲۲] و کاکلامانوس[۸] و همکاران (۲۰۱۱)،[۲۳] تعیین شده‌اند. بزرگا و مختصات جغرافیایی رومرکز زلزله، از پایگاه داده‌ی BHRC جمع‌آوری شده است. در مواردی که مقیاس بزرگای گشتاوری برای رویدادها گزارش نشده بود، از گزارش‌های پایگاه جهانی هاروارد استفاده شده است. رویدادها و رکوردهای انتخاب‌شده بر حسب مختصات جغرافیایی رومرکز و ایستگاه‌ها در قالب ۵ منطقه‌ی ذکرشده برای بررسی آثار تفاوت‌های منطقه‌یی دسته‌بندی شده‌اند. همچنین با توجه به اهمیت رویدادهای بزرگ و تعداد کم آن‌ها، سعی شد تمام رویدادهای بزرگ رخداده در ایران به‌همراه تمام رکوردهای آن‌ها در پایگاه داده گنجانده شوند. پایگاه داده‌ی جنبش نیرومند، شامل: خصوصیات زمین‌شناسی ساختگاه، ویژگی‌های لرزه‌یی، هندسه‌ی گسلش، سازوکار کانونی، و معیارهای فاصله‌ی رومرکزی و کانونی (به‌ترتیب R_{EPI}, R_{HYP}) بوده است. در انتخاب و جمع‌آوری رویدادها و رکوردهای این پایگاه داده، این معیارها هم‌تراز با معیارهای فرج‌پور و همکاران (۲۰۱۹)،[۱۴] و بزرگ نیا و همکارش (۲۰۱۴)،[۱۶] در نظر گرفته شده‌اند:

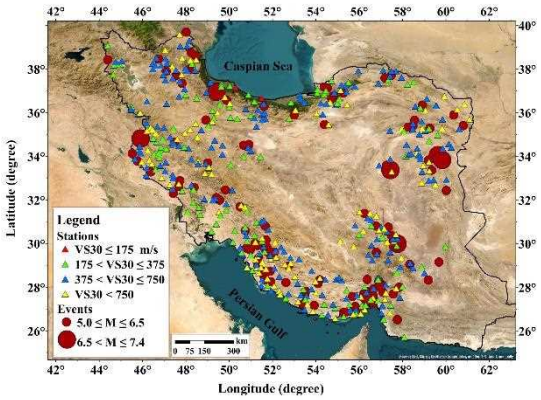
۱. زمین‌لرزه‌های رخداده در ایران از سال‌های ۱۹۷۶ تا ۲۰۲۲،
۲. زمین لرزه‌های پوسته‌یی با عمق کانونی بیشینه‌ی ۳۵ کیلومتر،
۳. زمین‌لرزه‌های با بزرگای گشتاوری در محدوده‌ی $۵ \leq Mw \leq ۷/۴$،
۴. زمین‌لرزه‌های با کمینه‌ی سه رکورد ثبت‌شده و قابل‌دسترسی در شبکه‌ی شتاب‌نگاری ایران،
۵. زمین‌لرزه‌هایی که براساس الگوریتم ارائه‌شده‌ی گاردنر[۹] و همکارش (۱۹۷۴)،[۲۴] به‌عنوان رویداد اصلی تشخیص داده شده‌اند،
۶. رکوردهای ثبت‌شده در فاصله‌ی رومرکزی ۰ تا ۲۰۰ کیلومتر،

پس از اعمال معیارهای اخیر، این موارد نیز از پایگاه داده حذف شدند:

۷. زمین‌لرزه‌هایی که سازوکار کانونی، شیب و سایر زوایا، و صفحات گسلی آن‌ها در پایگاه‌های داده‌ی CMT و NEIC مشخص نشده‌اند.
۸. رکوردهایی که یکی از سه مؤلفه‌ی آن‌ها در شبکه‌ی شتاب‌نگاری ایران ثبت نشده‌اند.

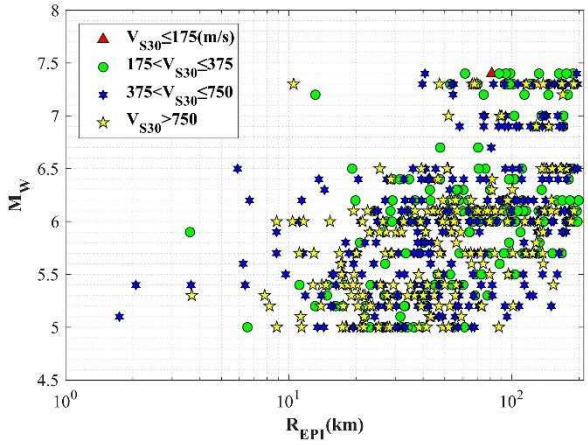
در مطالعه‌ی حاضر، ۲۱ دوره‌ی تناوبی طیفی برای پیش‌بینی مقادیر طیفی، شامل: ۰/۰۴، ۰/۰۴۲، ۰/۰۴۴، ۰/۰۴۶، ۰/۰۴۸، ۰/۰۵، ۰/۱، ۰/۱۵، ۰/۲، ۰/۲۵، ۰/۳، ۰/۴، ۰/۵، ۰/۷۵، ۱، ۱/۲۵، ۱/۵، ۱/۷۵، ۲، ۳، و ۴ ثانیه در نظر گرفته شده‌اند. طیف‌های شبه‌شتاب و جابجایی کشسان رکوردهای پایگاه داده برای نسبت‌های میرایی ۲، ۵، و ۱۰ درصد و طیف‌های جابجایی با پتانسیل پاسخ غیرکشسان نیز با فرض سیستم کشسان-خمیری کامل (معادل رفتار دوخطی با شیب ثانویه‌ی صفر در منحنی نیرو- تغییرشکل) و میرایی ۵٪، برای نسبت‌های مقاومت به وزن (fy/w) برابر با ۰/۰۵، ۰/۰۷، ۰/۱، ۰/۲، و ۰/۳ با استفاده از تحلیل‌های کشسان و غیرکشسان به کمک نرم‌افزارهای Seismospect و OpenSees محاسبه شدند.

در شکل ۱، توزیع جغرافیایی ایستگاه‌ها و رویدادهای مطالعه‌ی حاضر و در



شکل ۱. توزیع جغرافیایی ایستگاه‌ها و رویدادهای پایگاه داده در مطالعه‌ی حاضر.

[۱] Heath
[۲] The Building and Housing Research Center
[۳] Iranian Seismological Center, Institute of Geophysics, University of Tehran
[۴] International Institute of Earthquake Engineering and Seismology
[۵] National Earthquake Information Center
[۶] Harvard GCMT catalog
[۷] Wells
[۸] Kaklamanos
[۹] Gardner



شکل ۲. توزیع بزرگای گشتاوری در مقابل فاصله‌ی رومرکزی رکوردهای منتخب.

شکل ۲، توزیع بزرگای گشتاوری در مقابل فاصله‌ی رومرکزی رکوردهای منتخب مشاهده می‌شود. در شکل‌های اخیر، همچنین توزیع داده‌ها از نظر شرایط خاک (توزیع $V_{S۳۰}$) نشان داده شده است. استاندارد ۲۸۰۰،[۲۵] آیین‌نامه‌ی طراحی ایران است، که طرح طبقه‌بندی ساختگاه مشابهی با کمیته‌ی B.S.S. (۲۰۰۹)،[۲۶] دارد. همان‌طور که مشاهده می‌شود، پایگاه داده در تمامی گروه‌ها پراکنده است و خاک نوع II ($۳۷۵m/s \le V_{S۳۰} \le ۷۵۰\ m/s$)، نسبت به سایر گروه‌ها، بیشترین تعداد ایستگاه را در پایگاه داده داشته است. همچنین در شکل ۲ مشاهده می‌شود با وجود اینکه تمام رکوردهای ثبت‌شده در شبکه‌ی شتاب‌نگاری ایران از زلزله‌های بزرگ ایران در پایگاه داده در نظر گرفته شده‌اند، اما همچنان در فواصل نزدیک و بزرگاهای بزرگ، خلأ قابل‌توجهی وجود دارد.

۴. قالب مدل جنبش زمین

انتخاب یک قالب مناسب، گامی مهم در زمینه‌ی توسعه و واسنجی مدل‌های جنبش زمین است. در ابتدا، کار با یک قالب شبیه به مطالعات فرج‌پور و همکاران (۲۰۱۹)،[۱۴] و بزرگ‌نیا و همکارش (۲۰۱۴)،[۱۶] شروع شده است، که برآورد مناسبی از جنبش زمین برای فلات ایران را نشان می‌دهد و سادگی آن‌ها در کنار قابلیت آن‌ها در پیش‌بینی جنبش زمین، در مطالعات اخیر بحث شده است. به پیروی از فرج‌پور و همکاران (۲۰۱۹)،[۱۴] الگوریتم اثر مختلط توسعه‌یافته توسط لینداستورم[۱] و همکارش (۱۹۹۰)،[۲۷] که در نرم‌افزار متلب[۲] با توابع "fitlmematrix" و "nlmefit" پیاده شده است، به‌عنوان یک رویکرد اصلی برای تعیین ضرایب استفاده شده است. دو تابع اخیر، به ترتیب رویکرد خطی و غیرخطی رگرسیون اثر مختلط را پیاده می‌کنند و برای استفاده از آن‌ها کافی است که ماتریس‌های متغیرهای پیش‌بینی‌کننده و متغیر پاسخ به نرم‌افزار معرفی شوند. در پژوهش حاضر، رگرسیون در هر دوره‌ی تناوب، مستقل از سایر دوره‌های تناوب انجام و همچنین تفاوت‌های منطقه‌یی در قسمت اثر تصادفی رگرسیون‌های اثر مختلط نیز در نظر گرفته شده است. معیارهای اطلاعاتی آکیاک و بیژین[۳] (به‌ترتیب AIC و BIC) و لگاریتم احتمالات آن‌ها که تابعی از سادگی و دقت فرم معادلات هستند، با یکدیگر مقایسه شده‌اند، تا یک قالب مناسب از میان تمام قالب‌های کاندید، که در حین سادگی بهترین برازش را با داده‌ها داشته باشد، انتخاب شود.

تابع رگرسیون غیرخطی (رابطه‌ی ۱) توسط آتیک[۴] و همکاران (۲۰۱۰)،[۲۸] برای ارائه‌ی یک مدل جنبش زمین مبتنی بر الگوریتم اثر مختلط پیشنهاد شده است:

$$LnY = f(X_{es}, \theta) + \Delta B + \Delta W \qquad (۱)$$

که در آن، $f(X_{es},\theta)$ همان مدل جنبش زمین است و X_{es} بردار متغیرهای مستقل نظیر بزرگای زلزله و فاصله‌ی ایستگاه تا منبع است، e و s به‌ترتیب برای مشاهده‌ی زمین‌لرزه‌ی e رکوردشده در ایستگاه s استفاده می‌شود. θ یک بردار از آثار ثابت برای ضرایب رگرسیون است. ΔB تغییرپذیری میان‌رویدادی است که تفاوت سطح میانه‌ی جنبش نیرومند زمین برای یک رویداد و سطح موردانتظار برای آن رویداد را نشان می‌دهد و ΔW متغیر درون‌رویدادی است که نشان‌دهنده‌ی تفاوت بین جنبش مشاهده‌شده‌ی نیرومند زمین و جنبش میانه‌ی زمین برای یک رویداد معین است.[۲۸] آثار تصادفی و خطای تصادفی به‌صورت نرمال با میانگین صفر توزیع می‌شوند. براساس مباحث اخیر، رابطه‌ی ۲ در مطالعه‌ی حاضر پیشنهاد شده است:

$$Ln(y) = f_{source} + f_{path} + f_{site} + \delta B_e + \delta_{S_{۲}S} + \varepsilon \qquad (۲)$$

که در آن، Ln(y) لگاریتم طبیعی شاخص‌های جنبش زمین مدنظر است (در مطالعه‌ی حاضر، بیشینه‌ی شتاب زمین و مقادیر طیفی شبه‌شتاب (g) و جابجایی (متر) در دوره‌ی تناوبی، میرایی، و نسبت‌های مقاومت به وزن مشخص هستند). لازم به اشاره است که شاخص‌های جنبش زمین در مطالعه‌ی حاضر براساس میانگین هندسی دو مؤلفه‌ی افقی ثبت‌شده در نظر گرفته شده‌اند. به پیروی از نام‌گذاری آتیک و همکاران (۲۰۱۰)،[۲۸] δB_e و $\delta_{S_{۲}S}$ آثار تصادفی برای توصیف باقیمانده‌ی میان‌رویدادی و باقیمانده‌ی ایستگاه به ایستگاه هستند و هردو دارای توزیع نرمال با میانگین صفر و انحراف استاندارد به‌ترتیب τ و $\phi_{S_{۲}S}$ هستند.[۲۸] ε باقیمانده‌ی تصحیح‌شده‌ی رویداد-ایستگاه بوده است، که دارای توزیع نرمال با میانگین صفر و انحراف استاندارد ϕ_{ss} است. f_{source}، f_{site}، و f_{path} به‌ترتیب توابع منبع، توابع ایستگاه، و مسیر هستند. تابع منبع از رابطه‌ی ۳ به‌دست می‌آید:

$$f_{source} = f_{magnitude} + f_{SOF} + f_{dip} + f_{hyp} \qquad (۳)$$

که در آن، f_{source} تابعی از عبارت‌های بزرگای زلزله $f_{magnitude}$، نوع گسلش f_{SOF}، زاویه‌ی شیب گسلش f_{dip} و عمق کانونی f_{hyp} است. بر روی هر یک از عبارت‌ها و جزئیات آن در ادامه بحث شده است.

۱.۴. بزرگا

مقیاس‌بندی بزرگا، شامل یک مدل دوخطی با یک عبارت درجه دوم است. عبارت بزرگا به‌صورت رابطه‌ی ۴ تعریف شده است:

---

[۱] Lindstrom
[۲] Matlab
[۳] Akaike and Bayesian information criteria
[۴] Atik

$$f_{magnitude} = \begin{cases} z_1 + z_2(M - M_h) + z_3(M - M_h)^2; M \le M_h \\ z_1 + z_4(M - M_h) + z_3(M - M_h)^2; M > M_h \end{cases} \quad (4)$$

که در آن، M بزرگای گشتاوری و M_h بزرگای لولا[1] بوده و برابر ۶/۵ انتخاب شده است. همچنین ضرایب Z_1 تا Z_4 ضرایب رگرسیونی مربوط به آثار ثابت در رگرسیون هستند. همه‌ی ضرایب آثار ثابت، تابعی از دوره‌ی تناوبی طیفی هستند و مستقلاً برای هر نوع طیفی حاصل می‌شوند. این قالب بزرگا و همچنین مقدار ۶/۵ برای M_h، پس از آزمودن مدل‌های مختلف دیگر، نظیر مدل تک ضابطه‌یی و مدل دو ضابطه‌یی خطی (مشابه نوشتار صداقتی و پزشک (۲۰۱۷)،[۱۲])، و مقادیر M_h مختلف، به‌دلیل تطابق بیشتر آن با مشاهده‌ها انتخاب شده‌اند. مدل خطی درجه‌ی دوم می‌تواند ویژگی‌های مختلف مقیاس‌بندی بزرگا را در نظر بگیرد. یک ویژگی مهم مقیاس‌بندی بزرگا، میزان اشباع با بزرگا در فواصل کوتاه است.[۱۴] اشباع بزرگا[2] نشان‌دهنده‌ی کاهش دامنه‌ی حرکت زمین با افزایش بزرگاست. در پژوهش حاضر، ضریب Z_4 به مقادیر منفی محدود نشده است، تا در صورت وجود اشباع بیش از حد در مجموعه‌ی داده‌ها ثبت شود.

۲.۴. نوع گسلش

تفاوت‌های مهمی بین سازوکارهای کانونی امتدادلغز و معکوس در نوشتارهای صداقتی و پزشک (۲۰۱۷)،[۱۲]

و فرج‌پور و همکاران (۲۰۱۹)،[۱۴] مشاهده نشده است (مقادیر p نشان داد که از نظر آماری ناچیز هستند). در مطالعه‌ی حاضر، قالب‌های مختلفی برای عبارت گسلش در نظر گرفته شده (حتی حذف آن از مدل) و مقایسه‌ی دقت مدل در حالت‌های مختلف صورت گرفته است. سرانجام عبارت گسلش با توجه به تنوع گسل‌ها در ایران به صورت رابطه‌ی ۵ و شبیه آنچه در نوشتار بزرگ‌نیا و همکارش (۲۰۱۴)،[۱۶] در نظر گرفته شده است، تعریف شده است:

$$f_{SOF} = f_{flt,M}(z_8 f_{RV} + z_9 f_{ss}) \qquad (5)$$
$$f_{flt,M} = \begin{cases} M - 5; & M \le 6 \\ 1; & M > 6 \end{cases}$$

که در آن، $f_{flt,M}$ تابعی از بزرگای زلزله و ضرایب Z_8 و Z_9 ضرایب آثار ثابت هستند. f_{RV} متغیر نشان‌دهنده‌ی گسل معکوس و معکوس- مایل است، که در آن، $f_{RV}=1$ برای $30 < \lambda < 150$ و در سایر موارد $f_{RV}=0$ است. f_{ss} نیز متغیر نشان‌دهنده‌ی گسل امتدادلغز است، که در آن، $f_{ss}=1$ برای $150 < \lambda < 180$ و $-30 < \lambda < 30$ و $-180 < \lambda < -150$ و در سایر موارد $f_{ss}=0$ است.

۳.۴. شیب گسیختگی

معمولاً رکوردهای ثبت‌شده از زلزله‌های کوچک، وابستگی شدیدی به شیب صفحه‌ی گسیختگی دارند.[۱۶] این اثر به‌صورت رابطه‌ی ۶ توسط یک عبارت شیب گسیختگی و یک ضریب Z_{12} تعریف شده است:

$$f_{dip} = \begin{cases} z_{12}\delta; & M \le M_{h1} \\ z_{12}(5/5 - M)\delta; & M_{h1} < M \le M_{h2} \\ 0; & M > M_{h2} \end{cases} \qquad (6)$$

که در آن، $M_{h1}=4$ و $M_{h2}=8/5$ نقاط لولای بزرگا و δ (بر حسب درجه) متوسط شیب صفحه‌ی گسیختگی هستند.

۴.۴. عمق کانونی

در مطالعه‌ی حاضر، از یک قالب عمق کانونی شبیه قالب پیشنهادی در نوشتار حسنی و همکاران (۲۰۱۷)،[۱۵] استفاده شده است. براساس آنچه داده‌ها نشان داده‌اند، از یک بزرگای لولای (M_h=۶/۵) به صورت رابطه‌ی ۷ استفاده شده است:

$$f_{hyp} = f_{hyp,H} f_{hyp,M}$$
$$f_{hyp,H} = \begin{cases} 0; & Z_{HYP} \le 7 \\ Z_{HYP} - 7; & 7 < Z_{HYP} \le 20 \\ 13; & Z_{HYP} > 20 \end{cases}$$
$$f_{hyp,M} = \begin{cases} z_{10} + (z_{11} - z_{10})(M - 6.5); & M \le M_h \\ z_{11}; & M > M_h \end{cases}$$
(۷)

۵.۴. کاهندگی هندسی[3]

عبارت مسیر در مدل‌های جنبش زمین به دو قسمت تقسیم می‌شود، که معمولاً با عناوین کاهندگی هندسی و کاهندگی غیرکشسان[4] شناخته می‌شوند. با این حال، عبارت مسیر یکسانی در فواصل گسیختگی کمتر از ۸۰ کیلومتر در نوشتارهای فرج‌پور و همکاران (۲۰۱۹)،[۱۴] و بزرگ‌نیا و همکارش (۲۰۱۴)،[۱۶] در نظر گرفته شده است. در مطالعه‌ی حاضر، با وجود تخمین هندسه‌ی منبع، به‌دلیل فرضیات ساده‌کننده در محاسبه‌ی آن و وابستگی آن به روابط تخمینی، آن‌ها در معادله‌ها دخیل نشده‌اند و به جای فاصله‌ی گسیختگی از معیارهای ساده‌تر و در دسترس‌تری، نظیر فاصله‌ی رومرکزی استفاده شده است، تا استفاده از معادلات ساده‌تر شود. همچنین با توجه به دقت پایین گزارش‌ها برای عمق کانونی رویدادها، فاصله‌ی رومرکزی به فاصله‌ی کانونی ترجیح داده شد و از آن در عبارت مسیر به‌عنوان متغیر پیش‌بینی‌کننده استفاده شد. در مطالعه‌ی حاضر، به پیروی از فرج‌پور و همکاران (۲۰۱۹)،[۱۴] آثار کاهندگی هندسی برای جلوگیری از تبادل با کاهندگی غیرکشسان جدا شد. کاهندگی هندسی، زوال دامنه را به‌دلیل گسترش سطح جبهه‌ی امواج هنگام انتشار از منبع مدل می‌کند، که به‌صورت رابطه‌ی ۸ در نظر گرفته شده است:

$$f_{geometric} = (z_5 + z_6 M)\ln(\sqrt{R_{EPI}^2 + z_7^2}) \qquad (8)$$

که در آن، R_{EPI} فاصله‌ی رومرکزی و ضرایب Z_5، Z_6، و Z_7 (عمق مجازی)، آثار ثابت هستند.

۶.۴. کاهندگی غیرکشسان

کاهندگی غیرکشسان، کاهش دامنه را به‌دلیل تبدیل انرژی موج کشسان به گرما مدل می‌کند و معمولاً به بسامد وابسته است. رفتار جنبش زمین در فواصل دور از منبع، با کاهندگی غیرکشسان کنترل می‌شود. عبارت کاهندگی غیرکشسان به‌صورت رابطه‌ی ۹ است:

[1] Hinge magnitude points
[2] Magnitude saturation
[3] Geometric attenuation
[4] Anelastic attenuation

$$f_{atn} = \begin{cases} (z_{۱۳} - \Delta z_{۱۳})(R_{EPI} - ۸۰); & R_{EPI} > ۸۰ \\ ۰; & R_{EPI} \le ۸۰ \end{cases} \qquad (۹)$$

به‌دلیل پراکندگی داده‌ها، بین گسترش هندسی و عبارت کاهندگی غیرکشسان مبادله وجود دارد، لذا ضریب $Z_{۱۳}$ به صفر یا منفی محدود شده است. به‌منظور درنظرگرفتن تفاوت‌های منطقه‌یی، از یک اثر تصادفی که توسط $\Delta Z_{۱۳}$ در مدل رگرسیونی اثر مختلط نشان داده شده است، استفاده شده است. اثر تصادفی مذکور، نشان‌دهنده‌ی تفاوت بین ۵ منطقه‌ی ذکرشده است. نتایج حاصل و تحلیل آماری نشان داد که پایه‌ی آماری قوی مبنی بر وجود تفاوت‌های منطقه‌یی بین ۵ منطقه‌ی موردبحث وجود ندارد. نتیجه‌گیری مشابهی در برخی نوشتارها،[۹، ۱۲، و ۱۴] انجام شده است.

۷.۴. پاسخ سطحی ایستگاه

مدل پارامتری ضرایب تقویت غیرخطی،[۲۹] که تابع بیشینه‌ی شتاب در سنگ‌بستر و $V_{S۳۰}$ است، در مطالعه‌ی حاضر دنبال شد و به پیروی از مطالعات فرچ‌پور و بزرگ‌نیا و همکارانشان،[۱۴ و ۱۶] از رابطه‌ی ۱۰ برای عبارت پاسخ سطحی ایستگاه استفاده شد؛ که در آن، $PGA_{Rock}(g)$ مقدار میانه‌ی پیش‌بینی بیشینه‌ی شتاب در سنگ بستر، k_i ضرایب مدل وابسته به دوره‌ی تناوبی و c=۱/۸۸ و n=۱/۱۸ ضرایب مدل مستقل از دوره‌ی تناوبی‌اند و هر سه به لحاظ نظری محدود هستند. $Z_{۱۴}$ نیز یک ضریب آثار ثابت است. ضرایب عبارت غیرخطی پاسخ سطحی ایستگاه‌های $k_۱$، $k_۲$، n، و c تعیین‌شده توسط سیلوا[۱] (۲۰۰۵)،[۳۰] برای محدودکردن عبارت پاسخ سطحی ایستگاه استفاده شدند. برای تعیین بیشینه‌ی شتاب سنگ بستر، ابتدا مجموعه‌ی داده‌ها جدا و رکوردهایی انتخاب شدند که در ایستگاه‌هایی با $V_{S۳۰}$=۷۶۰m/s و بالاتر ثبت شده باشند. سپس از رگرسیون اثر ترکیبی استفاده و همه‌ی ضرایب رگرسیون با نادیده‌گرفتن عبارت پاسخ سطحی ایستگاه تعیین شدند. ضرایب رگرسیون مذکور برای تخمین بیشینه‌ی شتاب سنگ بستر (ضرایب $Z_{۱۳}$-$Z_۱$) در کنار سایر ضرایب در جدول ۱ ارائه شده‌اند. ضرایب رگرسیون و روابط ۲ الی ۹، برای تعیین بیشینه‌ی شتاب سنگ بستر برای مرحله‌ی بعدی رگرسیون به‌منظور یافتن ضرایب $Z_۱$-$Z_{۱۴}$ برای همه‌ی شرایط ایستگاه برای بیشینه‌ی شتاب زمین و مقادیر طیفی استفاده شده‌اند. در میان مدل‌های توسعه‌یافته‌ی قبلی برای ایران، فقط فرچ‌پور و همکاران،[۱۴] آثار غیرخطی تقویت ساختگاه را در نظر گرفته‌اند؛ که در مطالعه‌ی حاضر به پیروی از ایشان، دو عبارت خطی و غیرخطی برای پاسخ ایستگاه در نظر گرفته شده است. بین پیش‌بینی‌های خطی و غیرخطی پاسخ ایستگاه براساس نوع خاک، به‌ویژه برای بزرگاهای بزرگ و فواصل نزدیک، که برای ایستگاه‌های خاک نرم مهم است، تفاوت‌هایی وجود دارد. گنجاندن بخش خطی و غیرخطی جنبش زمین در تحلیل پاسخ ایستگاه می‌تواند به‌طور قابل‌توجهی در پاسخ شتاب تأثیر بگذارد. این موضوع در نوشتار فرچ‌پور و همکاران،[۱۴] دنبال شده و نشان داده شده است که تفاوت عمده‌یی بین تقویت خطی و غیرخطی ایستگاه وجود دارد و وقتی از تقویت غیرخطی ایستگاه استفاده می‌شود، تنوع و تغییرپذیری مدل (انحراف استاندارد کلی مدل) کاهش می‌یابد. در مطالعه‌ی حاضر، براساس تحلیل‌های اثر مختلط و داده‌های مطالعه‌ی حاضر، ضریب رگرسیون $Z_{۱۴}$ کمی متفاوت از نوشتار فرچ‌پور و همکاران،[۱۴] حاصل شده است.

$$f_{site} = \begin{cases} z_{14}\ln(\frac{V_{S30}}{k_1}) + k_2\left\{\ln\left[PGA_{Rock} + c(\frac{V_{S30}}{k_1})^n\right] - \ln\left[PGA_{Rock} + c\right]\right\}; & V_{S30} \le k_1 \\ (z_{14} + k_2 n)\ln(\frac{V_{S30}}{k_1}); & V_{S30} > k_1 \end{cases} \qquad (۱۰)$$

۵. خلاصه و نتایج

در مطالعه‌ی حاضر، رویکرد رگرسیونی اثر مختلط در نرم‌افزار متلب، به عنوان

جدول ۱. ضرایب رگرسیونی مدل پیشنهادی در تخمین بیشینه‌ی شتاب زمین و طیف شبه‌شتاب با میرایی ۵٪.

T(sec)	Z1	Z2	Z3	Z4	Z5	Z6	Z7	Z8	Z9	Z10	Z11	Z12	Z13	Z14	k1	k2
$PGA_{ROCK}(g)$	۱/۲۵۸۶	۰/۸۱۳	۰/۱۰۰۹	-۰/۰۷۶۸	-۱/۱۰۳	-۰/۰۱۴۱	۳/۲۸۷۸	۰/۱۲۵۳	۰/۱۸۶۲	۰/۲۳۷	۰/۴۰۴۴	۰/۰۰۳۵	۰	۰	۰	۰
PGA(g)	۲/۱۴۱۵	۱/۱۶۵	-۰/۲۰۸۶	۱/۹۲۵۹	-۰/۶۶۷	-۰/۱۱۷۴	۷/۴۹۵۱	-۰/۱۳۴۴	-۰/۰۳۰۶	۰/۲۷۴۸	۰/۲۹۷۲	۰/۰۰۱۷	۰	۱/۲۸۲۳	۸۶۵	-۱/۱۸۶
۰/۰۴	۲/۶۱۸	۰/۸۸۱۳	-۰/۲۲۵۶	۱/۶۵۱۶	-۱/۱۴۲۵	-۰/۰۵۵۹	۸/۳۸۰۸	-۰/۱۹۳۳	-۰/۰۱۴۴	۰/۲۹۸۳	۰/۳۳۶۲	۰/۰۰۲	۰	۱/۳۷۲۳	۸۶۵	-۱/۱۸۶
۰/۰۴۲	۲/۶۴۸۹	۰/۸۵۲۳	-۰/۲۱۹۴	۱/۵۸۴۳	-۱/۲۳۵۸	-۰/۰۴۰۶	۸/۳۵۶۲	-۰/۱۹۸۱	-۰/۰۲۱۱	۰/۲۹۱۴	۰/۳۲۴۸	۰/۰۰۲	۰	۱/۴۱۷۸	۸۶۵	-۱/۲۱۹
۰/۰۴۴	۲/۷۹۹۷	۰/۹۱۲۴	-۰/۲۱۱۶	۱/۶۳۸۴	-۱/۱۷۷۳	-۰/۰۵۴۳	۸/۳۶۷۸	-۰/۲۰۲۹	-۰/۰۳۴۲	۰/۲۸۸۷	۰/۳۲۴۳	۰/۰۰۱۸	۰	۱/۴۸۱۴	۹۰۸	-۱/۲۷۳
۰/۰۴۶	۲/۹۱۵	۰/۹۷۸۵	-۰/۱۹۴۷	۱/۶۶۶۷	-۱/۱۵۲۶	-۰/۰۶۱۱	۸/۳۸۲۷	-۰/۲۱۴۹	-۰/۰۴۴۱	۰/۲۹۲	۰/۳۲۶۹	۰/۰۰۱۹	۰	۱/۵۱۴۶	۹۵۷	-۱/۲۹۷
۰/۰۴۸	۲/۹۴۴۳	۱/۰۲۷۲	-۰/۱۷۴۲	۱/۶۷۵۸	-۱/۱۴۰۶	-۰/۰۶۳۳	۸/۱۶۳۶	-۰/۲۱۸۸	-۰/۰۴۵۱	۰/۲۹۷۴	۰/۳۳۰۳	۰/۰۰۲۱	۰	۱/۵۴۷۶	۱۰۰۵	-۱/۳۲۲
۰/۰۵	۳/۰۰۶۴	۱/۰۵۹	-۰/۱۶۹۴	۱/۷۱۰۷	-۱/۱۱۳۳	-۰/۰۶۹۳	۷/۹۸۱۶	-۰/۲۱۰۵	-۰/۰۳۶۳	۰/۲۹۵۶	۰/۳۲۷۹	۰/۰۰۲۱	۰	۱/۵۷۴۴	۱۰۵۴	-۱/۳۴۶
۰/۱	۴/۳۴۸۷	۱/۶۱۵۸	-۰/۰۱۶۹	۱/۹۲۰۹	-۰/۵۶۸۶	-۰/۱۷۷۷	۱۰/۵۵۲۲	-۰/۲۴۸۵	-۰/۱۰۲	۰/۲۲۲۹	۰/۲۶۲۷	۰/۰۰۰۶	۰	۱/۸۹۹۴	۱۰۳۲	-۱/۶۲۴
۰/۱۵	۴/۱۲۸۵	۱/۵۴۷	-۰/۰۷۴۳	۲/۱۵۳۶	-۰/۵۵۱۸	-۰/۱۶۱۷	۹/۶۹۲۵	-۰/۱۸۵۹	-۰/۰۷۸۴	۰/۱۱۰۹	۰/۰۸۵	-۰/۰۰۱۹	۰	۲/۱۶۵۱	۸۷۸	-۱/۹۳۱
۰/۲	۳/۳۸۸۳	۱/۶۰۷	-۰/۱۰۵۲	۲/۲۶۸	-۰/۳۰۴۱	-۰/۱۸۴۹	۸/۷۸۴۹	-۰/۱۱۶۶	-۰/۰۱۴۵	۰/۲۲۷۹	۰/۲۱۵۸	-۰/۰۰۰۴	۰	۲/۳۹۶۹	۷۴۸	-۲/۱۸۸
۰/۲۵	۲/۷۵۴۴	۱/۴۶۴۸	-۰/۱۱۸۷	۲/۱۲۴۶	-۰/۴۱۸	-۰/۱۴۸۲	۷/۱۹۲۸	-۰/۱۲۲۴	۰/۰۴۰۱	۰/۲۶۱۱	۰/۲۵۳۵	۰/۰۰۰۵	۰	۲/۵۶۷۶	۶۵۴	-۲/۳۸۱
۰/۳	۲/۴۲۵	۱/۵۲۰۷	-۰/۲۰۹	۲/۲۹۱	-۰/۲۰۱۸	-۰/۱۷۵۶	۷/۳۰۷۸	-۰/۱۲۸۲	۰/۰۷۸۷	۰/۳۱۱۷	۰/۳۰۱۹	۰/۰۰۱۸	۰	۲/۶۶۱۴	۵۸۷	-۲/۵۱۸
۰/۴	۱/۴۵۹	۱/۵۸۹۷	-۰/۲۰۷۴	۲/۰۹۳۷	-۰/۱۰۶۹	-۰/۱۸۲۴	۵/۳۲۲۷	-۰/۱۳۷۴	۰/۱۵۹۵	۰/۴۲۱۶	۰/۴۶۶۳	۰/۰۰۴۹	۰	۲/۷۸۸۲	۵۰۳	-۲/۶۵۷
۰/۵	۱/۰۴۲۵	۱/۳۳۹۸	-۰/۳۷۸۶	۲/۳۶۹۲	-۰/۲۰۶۶	-۰/۱۴۱۲	۶/۰۲۶۲	-۰/۰۶۹۶	۰/۲۱۰۶	۰/۴۲۰۲	۰/۴۱۶۵	۰/۰۰۴۷	۰	۲/۷۷۴۶	۴۵۷	-۲/۶۶۹
۰/۷۵	۰/۲۲۴۸	۰/۶۱۰۵	-۰/۶۱۱۷	۱/۹۸۳۷	-۰/۶۵۷۳	-۰/۰۶۲۵	۷/۱۲۸۸	۰/۰۸۷	۰/۲۹۸۷	۰/۴۶۰۸	۰/۵۴۲۳	۰/۰۰۵۱	۰	۲/۴۳۶۱	۴۱۰	-۲/۴۰۱
۱	-۰/۳۱۱۹	۰/۵۴۷	-۰/۶۴۵۵	۱/۶۹۴۴	-۰/۶۷۸۴	-۰/۰۵۷۴	۷/۰۰۹۵	۰/۱۱۰۲	۰/۳۹۰۶	۰/۵۵۶۵	۰/۷۱۴۵	۰/۰۰۷۵	۰	۱/۸۷۹۵	۴۰۰	-۱/۹۵۵
۱/۲۵	-۰/۳۷۳۵	۱/۰۰۰۴	-۰/۵۱۴۸	۱/۶۲۸۴	-۰/۵۱۴۹	-۰/۰۸۳۸	۶/۷۹	۰/۰۶۹۱	۰/۳۷۸۷	۰/۵۳۱۸	۰/۶۸۹۲	۰/۰۰۶۶	۰	۱/۲۷۹۸	۴۰۰	-۱/۴۹
۱/۵	-۰/۷۱۵۶	۰/۹۹۲۲	-۰/۴۸۵۳	۱/۵۰۷۹	-۰/۷۶۰۷	-۰/۰۴۶	۷/۵۴۷۳	۰/۱۰۳۵	۰/۴۴۴۵	۰/۵۵۶۴	۰/۷۰۸۲	۰/۰۰۶۸	۰	۰/۶۹۹۶	۴۰۰	-۱/۰۲۵
۱/۷۵	-۰/۷۲۲۴	۱/۳۳۱۹	-۰/۳۴۴۸	۱/۵۸۳۱	-۰/۵۳۳۳	-۰/۰۸۳	۷/۵۸۶۲	۰/۱۳۱	۰/۴۵۰۶	۰/۴۷۴۱	۰/۶۱۱	۰/۰۰۴۵	۰	۰/۲۶۷۶	۴۰۰	-۰/۶۶۲
۲	-۰/۹۱۰۶	۱/۴۵۶۹	-۰/۲۱۵۶	۱/۴۰۸۴	-۰/۶۲۹	-۰/۰۶۵۷	۷/۷۴۲۹	۰/۱۶۶۲	۰/۴۳۶	۰/۴۳۵۷	۰/۵۶۵۷	۰/۰۰۲۶	۰	-۰/۱۶۱۳	۴۰۰	-۰/۲۹۹
۳	-۱/۶۱۲۷	۱/۸۳۲۸	-۰/۰۴۱۶	۱/۴۷۵۴	-۰/۷۶۵	-۰/۰۳۲۷	۸/۰۰۶۵	۰/۱۷۱۷	۰/۴۵۷۹	۰/۳۵۲۶	۰/۴۲۶۳	۰/۰۰۱۳	۰	-۰/۴۶۱۲	۴۰۰	۰
۴	-۲/۲۶۴۷	۱/۸۴۱	۰/۰۸۴۷	۱/۱۴۰۶	-۰/۹۴۷۵	۰/۰۱۶۳	۸/۰۹۵۳	۰/۱۶۶۸	۰/۴۱۹۷	۰/۲۳۸۷	۰/۳۲۴۷	۰/۰۰۰۲	-۰/۰۰۱۱	-۰/۴۲۹۱	۴۰۰	۰

[۱] Silva

جدول ۲. ضرایب رگرسیونی مدل پیشنهادی در تخمین طیف جابجایی با نسبت مقاومت به وزن ۰/۱.

T(sec)	z_1	z_2	z_3	z_4	z_5	z_6	z_7	z_8	z_9	z_{10}	z_{11}	z_{12}	z_{13}	z_{14}	k_1	k_2
۰/۰۴	۲/۰۵	۵/۲۳۷۶	۰/۱۱۰۲	۶/۲۴۰۱	۲/۷۴۶۵	−۰/۸۹۴۱	۳/۸۳۷۹	−۰/۳۶۲۳	−۰/۲۰۷۷	۰/۱۹۳۵	۰/۱۹۳۸	−۰/۰۰۲	۰	۱/۳۴۴۱	۸۶۵	−۱/۱۸۶
۰/۰۴۲	۲/۰۸۷۶	۵/۱۲۴۴	۰/۰۹۵۲	۶/۱۷۴۶	۲/۶۶۵۳	−۰/۸۷۸۴	۳/۹۱۴۶	−۰/۳۶۰۸	−۰/۲۱۹۶	۰/۱۸۰۵	۰/۱۸۲۹	−۰/۰۰۲۴	۰	۱/۳۸۶۳	۸۶۵	−۱/۲۱۹
۰/۰۴۴	۲/۱۰۶۹	۵/۰۴۹۸	۰/۰۸۹۷	۶/۰۹۹۹	۲/۶۰۶۴	−۰/۸۶۵۹	۳/۹۱۲۴	−۰/۳۶۱۱	−۰/۲۳۰۲	۰/۱۷۶۲	۰/۱۸۰۳	−۰/۰۰۲۵	۰	۱/۴۵۵۴	۹۰۸	−۱/۲۷۳
۰/۰۴۶	۲/۰۹۶۲	۵/۰۲۱۳	۰/۱۰۲۸	۶/۰۴۰۱	۲/۵۵۰۸	−۰/۸۵۲۸	۳/۸۶۹۵	−۰/۳۶۷۴	−۰/۲۳۶۸	۰/۱۸۰۲	۰/۱۸۲۸	−۰/۰۰۲۲	۰	۱/۴۸۴۵	۹۵۷	−۱/۲۹۷
۰/۰۴۸	۲/۰۵۵۲	۴/۹۶۹۵	۰/۱۰۰۶	۵/۹۸۱۸	۲/۵۱۱۶	−۰/۸۴۴	۳/۸۵۷۷	−۰/۳۵۷۳	−۰/۲۱۲۹	۰/۱۹۹۹	۰/۲۰۷۶	−/۰۰۱۷	۰	۱/۵۱۱۷	۱۰۰۵	−۱/۳۲۲
۰/۰۵	۲/۰۳۹۳	۴/۹۱۴	۰/۰۹۵۹	۵/۹۳۸	۲/۴۸۰۲	−۰/۸۳۶۷	۳/۸۸۵۳	−۰/۳۴۶۴	−۰/۲۰۰۱	۰/۲۰۸۱	۰/۲۱۷۹	−۰/۰۰۱۶	۰	۱/۵۳۴۹	۱۰۵۴	−۱/۳۴۶
۰/۱	۱/۷۵۷۶	۴/۳۴۰۳	۰/۲۲۵	۴/۸۲۶۱	۲/۱۱۴۱	−۰/۷۰۶۱	۵/۳۷۰۴	−۰/۳۰۹۷	−۰/۱۷۱۷	۰/۲۰۵۶	۰/۲۳۱۲	−۰/۰۰۱۱	۰	۱/۸۴۵۲	۱۰۳۲	−۱/۶۲۴
۰/۱۵	۱/۰۱۵۴	۳/۷۵۹۲	۰/۱۵۶۶	۴/۴۶۷	۱/۷۲۵۸	−۰/۵۸۷۱	۵/۳۳۸۴	−۰/۲۰۷۲	−۰/۰۷۱	۰/۱۳۶۵	۰/۰۹۵۶	−۰/۰۰۲۵	۰	۲/۱۰۰۹	۸۷۸	−۱/۹۳۱
۰/۲	۰/۱۰۹۶	۳/۴۷۹	۰/۱۵۱۵	۳/۹۸۳۸	۱/۵۸۴۷	−۰/۵۲۹۸	۵/۰۷۳۲	−۰/۱۳۱۱	۰/۰۳۷۱	۰/۳۰۹۱	۰/۲۹۳۴	−۰/۰۰۰۲	۰	۲/۳۴۵۴	۷۴۸	−۲/۱۸۸
۰/۲۵	−۰/۲۷۹۵	۳/۰۱۹۱	۰/۰۲۲۳	۳/۷۷۱۲	۱/۲۵۸۶	−۰/۴۵۳۵	۴/۹۸۶۴	−۰/۰۹۷۳	۰/۱۸۲۷	۰/۳۳۰۸	۰/۳۱۴۱	۰/۰۰۲	۰	۲/۵۳۶۲	۶۵۴	−۲/۳۸۱
۰/۳	−۰/۶۲۴۵	۲/۷۰۷	−۰/۰۸۹۹	۳/۶۵۶۷	۱/۱۱۱۸	−۰/۴۰۷۷	۴/۶۱۷۷	−۰/۱۱۰۵	۰/۱۷۷۱	۰/۳۳۰۴	۰/۲۹۵۹	۰/۰۰۲۲	۰	۲/۶۵۱۲	۵۸۷	−۲/۵۱۸
۰/۴	−۱/۰۶۹۷	۲/۴۹۶۵	−۰/۱۲۴۶	۳/۱۸۳	۱/۰۹۸۶	−۰/۳۷۸۶	۳/۶۴۳۲	−۰/۱۰۷۸	۰/۲۲۵۶	۰/۴۳۰۵	۰/۴۵۹۸	۰/۰۰۴۷	۰	۲/۷۷۹۶	۵۰۳	−۲/۶۵۷
۰/۵	−۰/۸۹۷۲	۲/۲۴۷۳	−۰/۲۶۶۴	۳/۳۶۸۵	۰/۹۲۵۵	−۰/۳۵۱۸	۵/۶۴۶۹	−۰/۰۴۶۱	۰/۲۳۶۹	۰/۴۳۴۸	۰/۴۴۳۶	۰/۰۰۴۲	۰	۲/۷۶۹۱	۴۵۷	−۲/۶۶۹
۰/۷۵	−۱/۵۷۱	۱/۰۰۹۳	−۰/۵۲۸۳	۲/۲۴۶۱	−۰/۲۳۶۸	−۰/۱۳۳۹	۶/۲۱۰۳	۰/۰۷۸۲	۰/۲۸۰۱	۰/۴۷۰۴	۰/۵۵۴۱	۰/۰۰۴۹	۰	۲/۴۴۸۴	۴۱۰	−۲/۴۰۱
۱	−۱/۶۶۲۱	۰/۶۲۴۵	−۰/۶۳۴۹	۱/۸۵۳۵	−۰/۵۸۹۳	−۰/۷۰۳	۶/۶۸۲۴	۰/۱۰۸۹	۰/۳۷۲۱	۰/۵۲۳۱	۰/۶۶۴۷	۰/۰۰۶۹	۰	۱/۸۸۳۵	۴۰۰	−۱/۹۵۵
۱/۲۵	−۱/۳۳۶	۰/۸۴۱۵	−۰/۵۴۵۴	۱/۵۸۲۱	−۰/۶۷۳۸	−۰/۰۵۵۹	۷/۳۳۶۸	۰/۰۷۳۳	۰/۳۵۳۳	۰/۴۹۲	۰/۶۳۷۱	۰/۰۰۵۹	۰	۱/۲۷۸۹	۴۰۰	−۱/۴۹
۱/۵	−۱/۲۶۴۶	۰/۹۲۳۷	−۰/۵۰۱۴	۱/۵۰۰۴	−۰/۸۲۵۵	−۰/۰۳۵۶	۸/۰۷۴۲	۰/۰۹۷۶	۰/۴۲۰۸	۰/۵۳۵۳	۰/۶۸۲۴	۰/۰۰۶۳	۰	۰/۷۰۲۵	۴۰۰	−۱/۰۲۵
۱/۷۵	−۰/۹۷۵۳	۱/۲۶۹۲	−۰/۳۵۹۳	۱/۵۸۷۵	−۰/۶۰۵	−۰/۰۷۰۶	۷/۹۸۴	۰/۱۲۵۵	۰/۴۲۸۹	۰/۴۴۹۳	۰/۵۷۷۱	۰/۰۰۴	۰	۰/۲۶۷۹	۴۰۰	−۰/۶۶۲
۲	−۰/۹۵۳۴	۱/۳۵۴۸	−۰/۲۳۲۹	۱/۳۴۵۲	−۰/۷۴۳۱	−۰/۰۴۵۵	۸/۰۶۸۷	۰/۱۶۳۲	۰/۴۲۳	۰/۴۲۱۶	۰/۵۴۷۶	۰/۰۰۲۴	۰	−۰/۱۶۱۹	۴۰۰	−۰/۲۹۹
۳	−۰/۷۹۸۶	۱/۸۰۵	−۰/۰۴۸۴	۱/۴۵۸۸	−۰/۸۱۰۹	−۰/۰۲۴۷	۸/۱۲۴۳	۰/۱۷۲۱	۰/۴۵۳۳	۰/۳۴۱۳	۰/۴۱۰۵	۰/۰۰۱۳	۰	−۰/۴۶۲۸	۴۰۰	۰
۴	−۰/۸۶۳۸	۱/۸۶۱	۰/۰۷۶۷	۱/۱۸۴۹	−۰/۹۴۴۳	۰/۰۱۵۴	۸/۱۷۶۳	۰/۱۶۸۸	۰/۴۳۱۲	۰/۲۳۷۷	۰/۳۱۷۹	۰/۰۰۰۶	−۰/۰۰۱	−۰/۴۲۷۷	۴۰۰	۰

جدول۳. انحراف‌های استاندارد و ضریب اثر تصادفی مدل پیشنهادی در تخمین بیشینه‌ی شتاب سنگ بستر، بیشینه‌ی شتاب زمین، و طیف شبه‌شتاب با میرایی ۵٪.

T(sec)	σ_{total}	τ	ϕ_{S2S}	ϕ_{SS}	Δz_{13}
PGA_{ROCK}(g)	۰/۷۲۸۷	۰	۰	۰	۰
PGA(g)	۰/۶۸۹۶	۰/۲۵۰۸	۰/۳۶۷۶	۰/۵۲۶۸	۰
۰/۰۴	۰/۷۳۱۷	۰/۲۸۹۴	۰/۳۹۳۱	۰/۵۴۵۱	۰
۰/۰۴۲	۰/۷۳۷۱	۰/۲۹۱۱	۰/۳۹۷۰	۰/۵۴۸۶	۰
۰/۰۴۴	۰/۷۴۰۴	۰/۲۹۵۷	۰/۳۹۹۷	۰/۵۴۸۶	۰
۰/۰۴۶	۰/۷۴۴۶	۰/۲۹۹۸	۰/۳۹۸۵	۰/۵۵۲۹	۰
۰/۰۴۸	۰/۷۴۶۷	۰/۳۰۱۹	۰/۴۰۳۰	۰/۵۵۱۴	۰
۰/۰۵	۰/۷۵۰۹	۰/۳۰۴۰	۰/۴۰۸۸	۰/۵۵۱۶	۰
۰/۱	۰/۷۶۴	۰/۳۱۰۸	۰/۴۱۵۳	۰/۵۶۰۹	۰
۰/۱۵	۰/۷۵۴۳	۰/۳۰۸۴	۰/۴۴۸۷	۰/۵۲۲	۰
۰/۲	۰/۷۳۶۹	۰/۲۶۶۶	۰/۴۴۵۶	۰/۵۲۲۹	۰
۰/۲۵	۰/۷۱۸۴	۰/۲۴۶۴	۰/۴۲۳۹	۰/۵۲۵	۰
۰/۳	۰/۷۰۷۶	۰/۲۲۱۹	۰/۴۳۵۹	۰/۵۱۱۳	۰
۰/۴	۰/۶۸۵۹	۰/۱۹۷۹	۰/۳۹۰۳	۰/۵۲۸۲	۰
۰/۵	۰/۶۸۳۴	۰/۱۸۹۲	۰/۳۵۵۵	۰/۵۵۲۱	۰
۰/۷۵	۰/۷۰۷۳	۰/۲۱۶۹	۰/۳۷۹۷	۰/۵۵۵۹	۰
۱	۰/۷۱۷۷	۰/۲۴۴۵	۰/۳۹۳۱	۰/۵۴۸۵	۰
۱/۲۵	۰/۷۳۴۳	۰/۲۷۳۹	۰/۴۱۷۴	۰/۵۳۸۵	۰
۱/۵	۰/۷۵۲۱	۰/۲۸۵۷	۰/۴۲۳۵	۰/۵۵۲	۰
۱/۷۵	۰/۷۵۹	۰/۲۹۷۸	۰/۴۴۶۳	۰/۵۳۶۸	۰
۲	۰/۷۵۷۶	۰/۳۱۲۹	۰/۴۴۸۱	۰/۵۲۴۷	۰
۳	۰/۷۷۳۵	۰/۴۰۰۹	۰/۴۴۲۲	۰/۴۹۱۹	۰
۴	۰/۷۸۳۹	۰/۴۵۳۳	۰/۴۳۲۸	۰/۴۷۰۸	۰

رویکرد اصلی برای تعیین ضرایب و بررسی تغییرات منطقه‌یی که در قسمت آثار تصادفی در نظر گرفته شده است، استفاده شده است. جزئیات الگوریتم به‌کار گرفته‌شده در رویکرد اخیر در نوشتار لیندستورم و باتس (۱۹۹۰)،[۲۷] ارائه شده است. مقادیر AIC و BIC و لگاریتم درست‌نمایی قالب‌های کاندید با یکدیگر مقایسه شدند تا یک قالب مدل مناسب، که در حین سادگی بتواند مطابقت بهتری با داده‌ها داشته باشد، حاصل شود. در مدل مطالعه‌ی حاضر به پیش‌بینی مقادیر طیفی شبه‌شتاب و جابجایی کشسان و غیرکشسان در میرایی‌ها و دوره‌های تناوبی منتخب پرداخته شده است. برای طیف‌های جابجایی در مطالعه‌ی حاضر، از آنجا که طیف‌های مقاومت به وزن ثابت،

جدول ۴. انحراف‌های استاندارد و ضریب اثر تصادفی مدل پیشنهادی در تخمین طیف جابجایی با نسبت مقاومت به وزن ۰/۱.

T(sec)	σ_{total}	τ	ϕ_{S2S}	ϕ_{SS}	Δz_{13}
۰/۰۴	۱/۳۵۹۸	۰/۳۹۷۴	۰/۶۵۷۴	۱/۱۲۲	۰
۰/۰۴۲	۱/۳۴۵۶	۰/۴۰۲۲	۰/۶۵۴۰	۱/۱۰۵۱	۰
۰/۰۴۴	۱/۳۳۱	۰/۴۰۲۰	۰/۶۵۲۳	۱/۰۸۸۳	۰
۰/۰۴۶	۱/۳۱۸۳	۰/۴۰۰۲	۰/۶۴۹۱	۱/۰۷۵۴	۰
۰/۰۴۸	۱/۳۰۴۶	۰/۳۹۷۷	۰/۶۵۳۵	۱/۰۵۶۸	۰
۰/۰۵	۱/۲۹۱۳	۰/۳۹۳۲	۰/۶۵۰۶	۱/۰۴۳۸	۰
۰/۱	۱/۰۲۵۸	۰/۳۴۱۷	۰/۵۲۷۶	۰/۸۱۰۷	۰
۰/۱۵	۰/۸۸۸۵	۰/۳۰۹۰	۰/۵۱۶۲	۰/۶۵۳۸	۰
۰/۲	۰/۸۱۹۳	۰/۲۶۴۵	۰/۵۰۹۶	۰/۵۸۴۵	۰
۰/۲۵	۰/۷۶۹۴	۰/۲۴۷۷	۰/۴۳۹۵	۰/۵۸۰۹	۰
۰/۳	۰/۷۴۰۳	۰/۲۱۷۹	۰/۴۲۳۱	۰/۵۶۷۱	۰
۰/۴	۰/۷۰۸۸	۰/۱۹۳۵	۰/۴۰۳۳	۰/۵۴۹۸	۰
۰/۵	۰/۶۹۰۳	۰/۱۹۳۴	۰/۳۷۴۲	۰/۵۴۶۹	۰
۰/۷۵	۰/۷۰۳۸	۰/۲۰۵۶	۰/۳۸۱۳	۰/۵۵۴۷	۰
۱	۰/۷۱۷۵	۰/۲۴۱۷	۰/۴۰۳۶	۰/۵۴۱۸	۰
۱/۲۵	۰/۷۳۳۳	۰/۲۸۱۳	۰/۴۱۷۷	۰/۵۳۳۱	۰
۱/۵	۰/۷۴۷۲	۰/۲۸۵۶	۰/۴۲۵۴	۰/۵۴۳۹	۰
۱/۷۵	۰/۷۵۶۲	۰/۲۹۶۴	۰/۴۴۹۸	۰/۵۳۰۷	۰
۲	۰/۷۵۵۱	۰/۳۱۲۴	۰/۴۴۸۱	۰/۵۲۱۳	۰
۳	۰/۷۷۳۱	۰/۴۰۲۰	۰/۴۴۱۱	۰/۴۹۱۵	۰
۴	۰/۷۸۵۲	۰/۴۵۴۴	۰/۴۳۰۲	۰/۴۷۴۴	۰

غیرکشسان‌شدن پاسخ را تضمین نمی کنند، بنابراین انتظار می‌رود معادلات نیز طیف‌هایی با هر دو نوع پاسخ کشسان و غیرکشسان را تخمین بزنند. ضرایب رگرسیونی و انحراف‌های استاندارد مدل پیشنهادی، در پیش‌بینی طیف شبه‌شتاب با میرایی ۵٪ و طیف جابجایی با نسبت مقاومت به وزن ۰/۱ در جدول‌های ۱ الی ۴ ارائه شده‌اند. ضرایب رگرسیونی و انحراف‌های استاندارد طیف‌های شبه‌شتاب در میرایی‌های۲ و ۱۰ درصد و طیف‌های جابجایی با نسبت مقاومت به وزن برابر با ۰/۰۵، ۰/۰۷، ۰/۲، و ۰/۳ در جدول‌های پیوست ارائه شده است.

هنگام انجام مطالعات خطر لرزه‌یی، دو نوع عدم‌قطعیت در نظر گرفته می‌شود:

شناختی[۱] و ذاتی[۲].

عدم‌قطعیت ذاتی، تغییرپذیری ناشی از فرآیند فیزیکی طبیعی است. عدم‌قطعیت شناختی ناشی از عدم آگاهی در مورد زلزله و آثار آن است. عدم‌قطعیت‌های ذاتی مستقیماً در ارزیابی احتمالی خطر لرزه‌یی اعمال می‌شوند و عدم‌قطعیت‌های شناختی نیز معمولاً با ترکیب چند مدل در یک درخت منطق[۳] در نظر گرفته می‌شوند.[۱۴] در مطالعه‌ی حاضر، با پیروی از نام‌گذاری آتیک و همکاران (۲۰۱۰)،[۲۸] سیگمای ارگودیک به‌صورت رابطه‌ی ۱۱ تعریف می‌شود:

$$\sigma_{ergodic} = \sqrt{\tau^2 + \phi^2} \qquad (11)$$

که در آن، τ انحراف استاندارد میان‌رویدادی و ϕ انحراف استاندارد درون‌رویدادی است. باقیمانده‌ی درون‌رویدادی را می‌توان به دو بخش باقیمانده‌ی رویداد- ایستگاه تصحیح‌شده (δWS_{es}) و باقیمانده‌ی ایستگاه به ایستگاه (δ_{S2S}) تجزیه کرد. انحراف‌های استاندارد δWS_{es} و δ_{S2S} به‌ترتیب با ϕ_{SS} و ϕ_{S2S} نشان داده شده‌اند (رابطه‌ی ۱۲):

$$\phi^2 = \phi_{ss}^2 + \phi_{S2S}^2 \qquad (12)$$

لذا معادله‌ی ۱۱ به‌صورت معادله‌ی ۱۳ بازنویسی شده است:

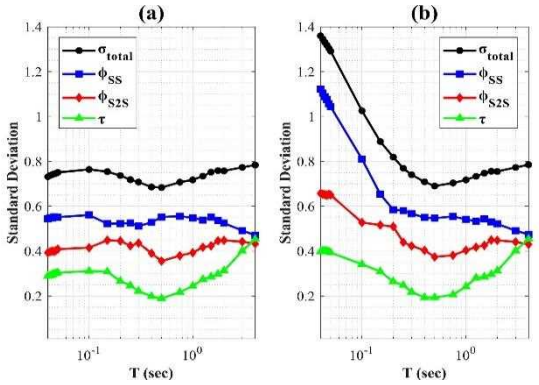
$$\sigma_{ergodic} = \sqrt{\tau^2 + \phi_{ss}^2 + \phi_{S2S}^2} \qquad (13)$$

به پیروی از نوشتار صداقتی و پزشک (۲۰۱۷)،[۱۲] یک روش مؤلفه‌ی واریانس مدل اثر مختلط برای تجزیه‌ی خطای مدل به سه بخش استفاده شده است، که با استفاده از اصطلاحات (آل آتیم و همکاران ۲۰۱۰)[۲۸] به‌صورت:

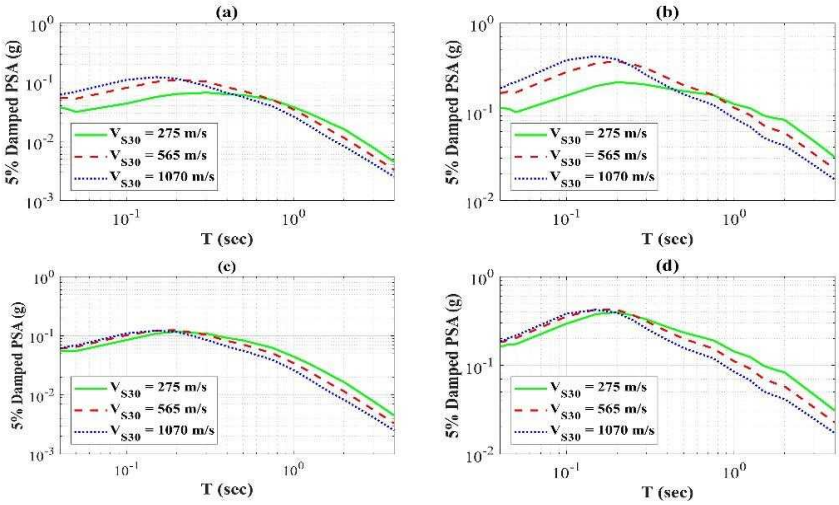
(۱) انحراف استاندارد میان‌رویدادی τ، (۲) انحراف استاندارد ایستگاه به ایستگاه ϕ_{S2S}، و (۳) انحراف استاندارد تک ایستگاهی درون‌رویدادی ϕ_{SS} نام‌گذاری شدند.

در شکل ۳، انحراف‌های استاندارد ذکرشده به‌عنوان تابعی از دوره‌ی تناوبی در تخمین طیف شبه‌شتاب با میرایی ۵٪ و طیف جابجایی با پتانسیل پاسخ غیرکشسان در نسبت مقاومت به وزن ۰/۱ مشاهده می‌شوند. انحراف‌های استاندارد مذکور در شکل ۳ در واحدهای لگاریتم طبیعی مشاهده می‌شوند،تا بتوان آن‌ها را به‌راحتی با انحراف‌های استاندارد موجود در ادبیات مقایسه کرد. مقادیر انحراف‌های استاندارد حاصل در مطالعه‌ی حاضر در تخمین طیف شبه‌شتاب با میرایی ۵٪، اندکی کمتر از مقادیر انحراف‌های استاندارد حاصل در نوشتار فرج‌پور و همکاران،[۱۴] بوده‌اند. مقادیر انحراف‌های استاندارد بالا در دوره‌های تناوبی کوتاه در طیف‌های جابجایی، با توجه به مقادیر کوچک جابجایی و پراکندگی بالای آن‌ها در این دوره‌های تناوبی قابل توجیه هستند.

در شکل ۴، وابستگی مدل پیشنهادی به V_{S30} در تخمین طیف شبه‌شتاب با میرایی ۵٪ در بزرگای ۶ و ۷ و نیز مقادیر V_{S30} انتخاب‌شده، به‌عنوان نماینده‌ی هر رده‌ی ساختگاهی در آیین‌نامه‌ی ۲۸۰۰ مشاهده می‌شوند. در شکل ۴، برای حصول طیف‌ها، بیشینه‌ی شتاب سنگ بستر برابر با ۰/۱g و ۰/۵g و فاصله‌ی رومرکزی برابر با ۴۰ کیلومتر در نظر گرفته شده‌اند. نمودارهای شکل اخیر، در

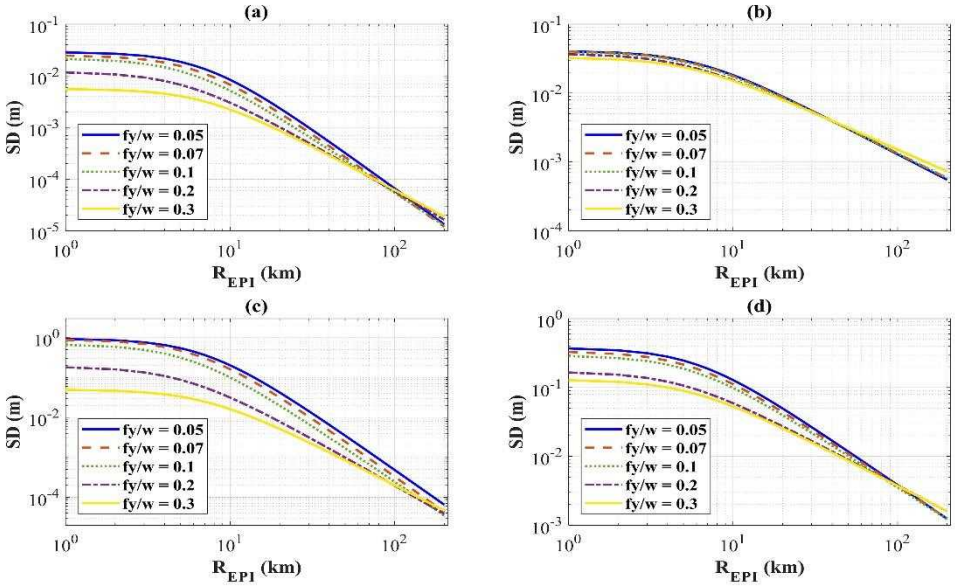


شکل ۳. تغییرات انحراف‌های استاندارد کل و مؤلفه‌های آن در مقابل دوره تناوب، در تخمین: (الف) طیف شبه‌شتاب با میرایی ۵٪؛ و (ب) طیف جابجایی با نسبت مقاومت به وزن ۰/۱ (انحراف‌های استاندارد در واحد لگاریتمی ارائه شده‌اند).



شکل ۴. وابستگی مدل پیشنهادی در پیش‌بینی طیف شبه‌شتاب با میرایی ۵٪ به V_{S30}، در فاصله‌ی رومرکزی ۴۰ کیلومتری، و در: (الف) بزرگای ۶ و بیشینه‌ی شتاب سنگ‌بستر ۰/۵g، (ب) بزرگای ۶ و بیشینه‌ی شتاب سنگ‌بستر ۰/۱g، (ج) بزرگای ۷ و بیشینه‌ی شتاب سنگ‌بستر ۰/۵g، و (د) بزرگای ۷ و بیشینه‌ی شتاب سنگ‌بستر ۰/۱g.

[۱] Epistemic Uncertainty
[۲] Aleatory Uncertainty
[۳] Logic tree



شکل ۵. کاهندگی مقادیر طیفی جابجایی با پتانسیل پاسخ غیرکشسان به‌عنوان تابعی از فاصله در نسبت‌های مقاومت به وزن‌های: ۰/۰۵، ۰/۰۷، ۰/۱، ۰/۲، و ۰/۳ و در: (الف)دوره‌های تناوب ۰/۱ ثانیه و بزرگای ۶، (ب) دوره‌ی تناوب ۰/۵ ثانیه و بزرگای ۶، (ج) دوره‌ی تناوب ۰/۱ ثانیه و بزرگای ۷، و (د) دوره‌ی تناوب ۰/۵ ثانیه و بزرگای ۷.

واقع نتایج حاصل از پیش‌بینی‌های مدل به ازاء مقادیر خاصی از پارامترهای پیش‌بینی‌کننده هستند. مطابق شکل ۴، در دوره‌های تناوبی کوتاه، خاک‌های سخت (V_{S30} بیشتر) مقادیر طیفی شبه‌شتاب بیشتری نسبت به خاک‌های نرم (V_{S30} کمتر) داشته و این نکته در دوره‌های تناوبی بلند برعکس بوده است. همچنین کاملاً مشهود است که در بزرگاهای بزرگ و بیشینه‌ی شتاب‌های سنگ بستر بزرگ، آثار رده‌ی ساختگاهی بیشتر نمایان شده است. بررسی وابستگی سایر طیف‌های هدف به V_{S30} نتایج مشابهی را منجر شده‌اند. نتیجه‌گیری و نمودارهای مشابهی در بررسی تأثیر V_{S30} در تخمین طیف‌های شبه‌شتاب در نوشتار کمپل[۱] و بزرگ‌نیا (۲۰۱۴)،[۱۶] ارائه شده است.

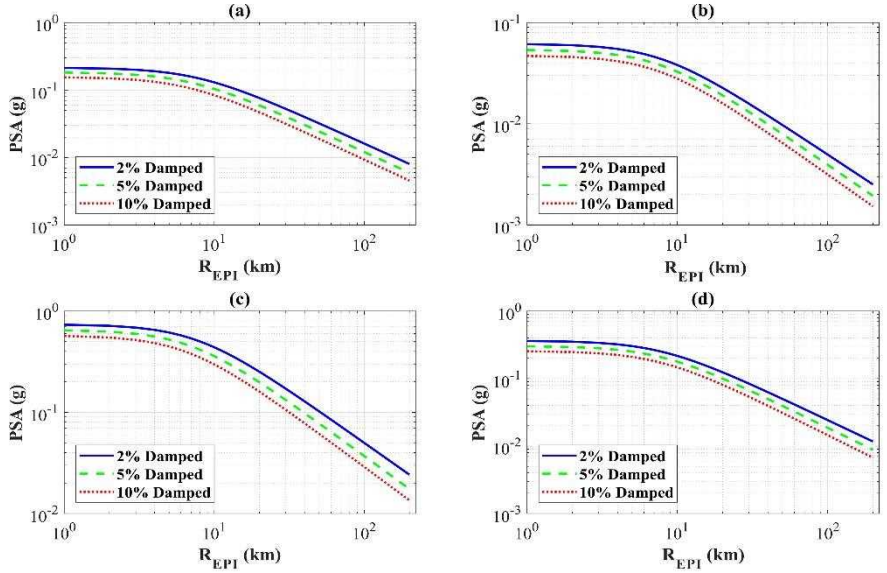
در شکل ۵، کاهندگی مقادیر طیفی جابجایی در دوره‌های تناوبی ۰/۱ و ۰/۵ ثانیه به‌عنوان تابعی از فاصله‌ی رومرکزی در بزرگاهای گشتاوری ۶ و ۷ برای نسبت‌های مختلف مقاومت به وزن در نظر گرفته‌شده مشاهده می‌شود؛ که مطابق آن، در بزرگاهای کوچک و یا فواصل دور، مقادیر طیفی جابجایی در نسبت‌های مختلف مقاومت به وزن به یکدیگر نزدیک‌تر هستند. این نکته به‌خصوص در دوره‌های تناوبی بلند مشخص‌تر شده است؛ چرا که از طرفی، حرکت‌های زمین در فواصل دور از منبع به‌علت تضعیف آن‌ها، به‌ندرت منجر به پاسخ غیرکشسان می‌شوند و در فواصل مذکور، بیشتر پاسخ‌ها از نوع کشسان هستند؛ و از طرفی دیگر، در دوره‌های تناوبی بلند، به‌دلیل نرمی سازه، رکوردهای با بزرگای کوچک، به‌ندرت منجر به پاسخ غیرکشسان می‌شوند. در حالی که در دوره‌های تناوبی کوتاه، این‌گونه نیست و غالباً پاسخ‌ها از نوع غیرکشسان هستند. برای مجموعه‌ی رکوردهای پایگاه داده‌ی مذکور، در دوره‌های تناوبی میانی (تقریباً ۰/۱ تا ۰/۵ ثانیه) بیشترین تعداد و در دوره‌های تناوبی بلند، کمترین تعداد رکوردها با پاسخ غیرکشسان وجود دارد. لذا در دوره‌های تناوبی بلند، بیشتر پاسخ‌ها از نوع کشسان هستند و از این‌رو طیف‌های تخمینی مدل پیشنهادی نیز رفتاری مشابه دارند.

در شکل ۶، مقادیر طیفی شبه‌شتاب پیش‌بینی‌شده در دوره‌های تناوبی ۱ و ۲ ثانیه و برای میرایی‌های مختلف مشاهده می‌شود. مطابق انتظار با افزایش میرایی، مقادیر طیفی پیش‌بینی‌شده در تمامی موارد کاهش یافته‌اند. همچنین مقایسه‌ی انحراف استاندارد مدل پیشنهادی در پیش‌بینی طیف‌های شبه‌شتاب با میرایی‌های مختلف نشان داده است که با افزایش میرایی، مقادیر طیفی پیش‌بینی‌شده در تمامی موارد کاهش یافته است. همچنین مقایسه‌ی انحراف استاندارد مدل پیشنهادی در پیش‌بینی طیف‌های شبه‌شتاب با میرایی‌های مختلف نشان داد که با افزایش میرایی، انحراف استاندارد معادله‌ها کاهش یافته است؛ چرا که در طیف‌های پاسخ رکوردها با میرایی‌های بزرگ‌تر، مقادیر طیفی به لحاظ بزرگی به‌هم نزدیک‌تر هستند و در نتیجه پراکندگی کمتری دارند و تخمین آن‌ها نیز منجر به باقیمانده‌هایی با انحراف‌های استاندارد کمتر می‌شود.

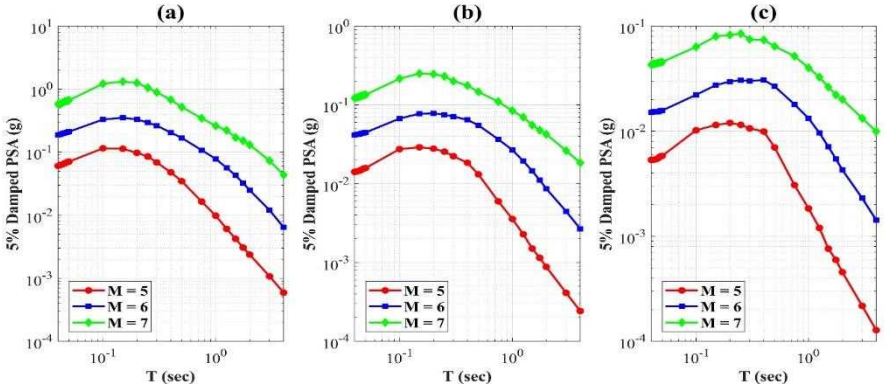
در شکل‌های ۷ و ۸، ویژگی‌های مقیاس‌بندی بزرگا مشاهده می‌شوند، که توسط مدل مطالعه‌ی حاضر در ۱۲۰، ۶۰، R_{EPI}=۲۰ کیلومتر و V_{S30} برابر ۷۶۰ متر بر ثانیه برای طیف شبه‌شتاب با میرایی ۵٪ و طیف جابجایی با نسبت مقاومت به وزن ۰/۱ پیش‌بینی شده است. مطابق شکل ۷، مدل توسعه‌یافته در بزرگاهای بزرگ، فواصل کوتاه، و دوره‌های تناوبی کوتاه، اشباع بیش از حد زیادی نشان نمی‌دهد. از آنجایی که اتفاق نظر بین پژوهشگران و زلزله‌شناسان برای جلوگیری از اشباع بیش از حد در مدل‌های جنبش زمین است (به‌عنوان مثال، به نوشتارهای ۱۲ و ۱۵ مراجعه شود)، رویکرد مطالعه‌ی حاضر منطقی به نظر می‌رسد. رفتار مشابهی با درنظرگرفتن سایر مقادیر V_{S30} مشاهده شده است.

به لحاظ بزرگی به‌هم نزدیک‌تر هستند و در نتیجه پراکندگی کمتری دارند و تخمین آن‌ها نیز منجر به باقیمانده‌هایی با انحراف‌های استاندارد کمتر می‌شود.

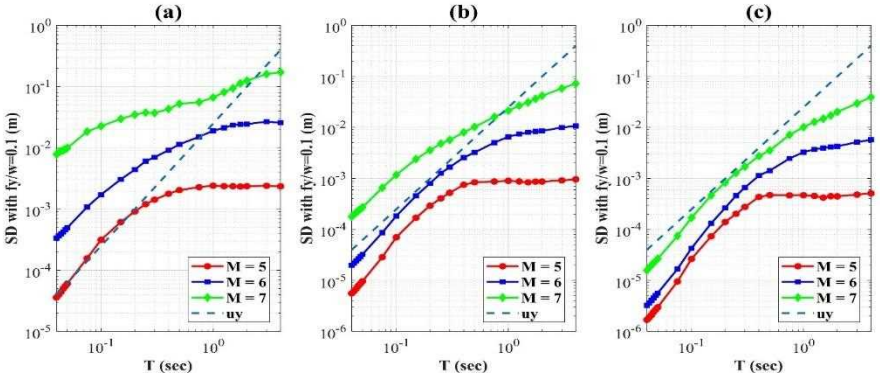
[۱] Campbell



شکل۶. کاهندگی مقادیر طیفی شبه‌شتاب به‌عنوان تابعی از فاصله درمیرایی‌های ۲، ۵،و ۱۰ درصد، و در: (الف) دوره‌ی تناوب ۱ ثانیه و بزرگای ۶، (ب) دوره‌ی تناوب ۲ ثانیه و بزرگای ۶، (ج) دوره‌ی تناوب ۱ ثانیه و بزرگای ۷، و (د) دوره‌ی تناوب ۲ ثانیه و بزرگای ۷.

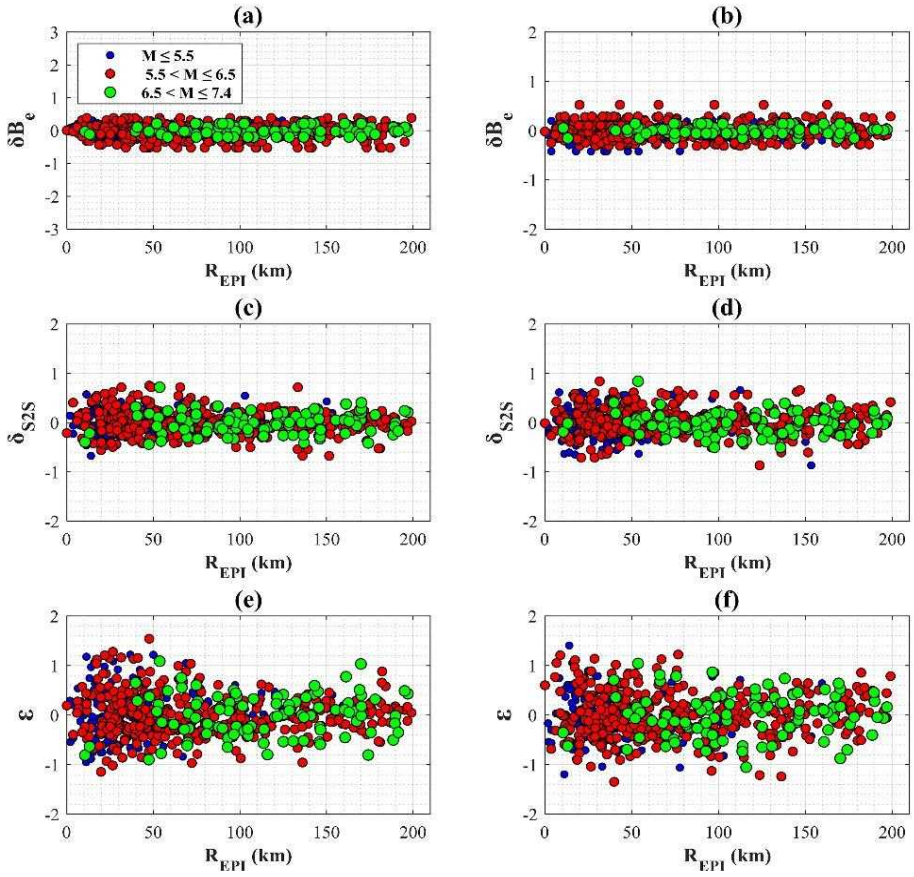


شکل ۷. طیف‌های شبه‌شتاب پیش‌بینی‌شده با میرایی ۵٪، در بزرگاهای ۵، ۶ و ۷، $V_{S۳۰}$=۷۶۰ m/s و در: (الف) فاصله‌ی رومرکزی ۲۰ کیلومتری، (ب) فاصله‌ی رومرکزی ۶۰ کیلومتری، و (ج) در فاصله‌ی رومرکزی ۱۲۰ کیلومتری.



شکل ۸. طیف‌های جابجایی پیش‌بینی‌شده با نسبت مقاومت به وزن ۰/۱، در بزرگاهای ۵، ۶ و ۷، $V_{S۳۰}$=۷۶۰ m/s، و در: (الف) فاصله‌ی رومرکزی ۲۰ کیلومتری، (ب) فاصله‌ی رومرکزی ۶۰ کیلومتری، و (ج) فاصله‌ی رومرکزی ۱۲۰ کیلومتری.

در شکل ۸، خطوط بریده، بیانگر جابجایی تسلیم هستند و برای تشخیص نوع پاسخ طیفی ترسیم شده‌اند. به‌طوری که کمتر از آن نیز از نوع کشسان است. همچنین در شکل ۸، مطابق انتظار در طیف‌های جابجایی تخمین‌زده‌شده، هر دو نوع پاسخ کشسان و غیرکشسان وجود دارند. علاوه‌بر این، در فواصل دور و بزرگاهای کوچک، غالباً جابجایی از نوع کشسان بوده است و بندرت در محدوده‌های مذکور می‌توان پاسخ طیفی از نوع غیرکشسان پیدا کرد. در شکل۸، به‌خوبی اهمیت فواصل نزدیک و بزرگاهای بزرگ مشاهده می‌شود. میان‌رویدادی، ایستگاه به ایستگاه، و رویداد- ایستگاه تصحیح‌شده به‌ترتیب در

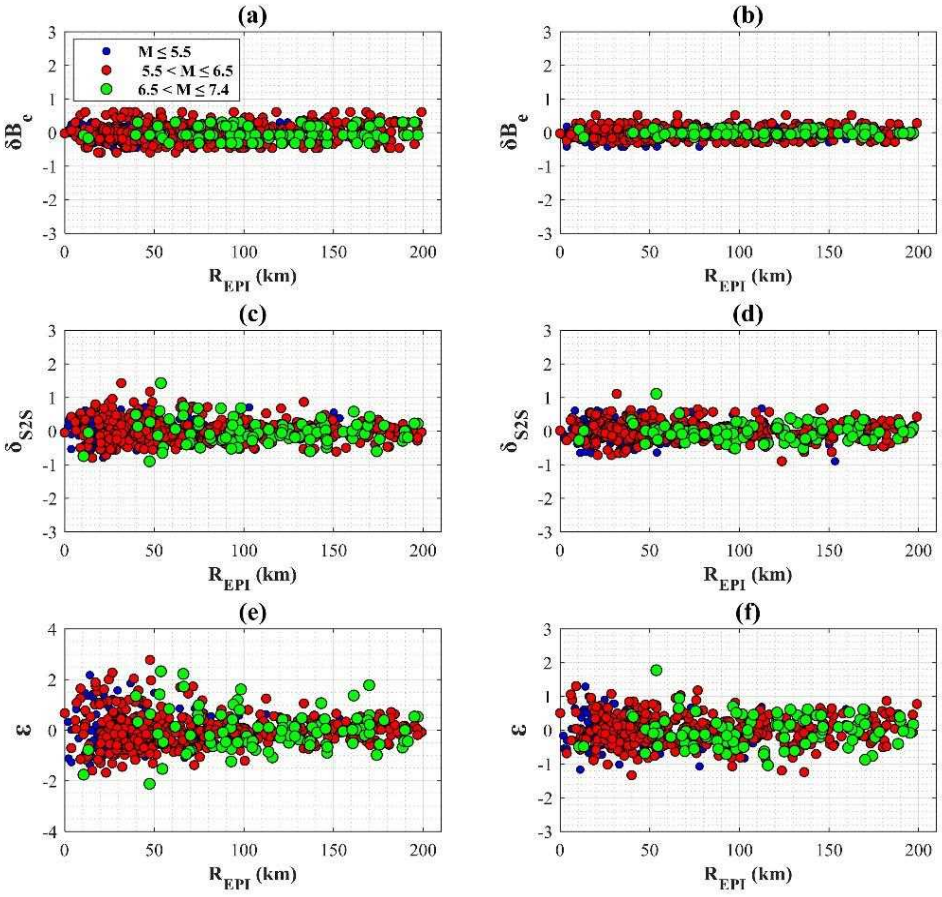


شکل ۹. توزیع باقیمانده‌های میان‌رویدادی، ایستگاه به ایستگاه، و رویداد- ایستگاه تصحیح‌شده‌ی مدل پیشنهادی در تخمین مقدار طیفی جابجایی با نسبت مقاومت به وزن ۰/۱ در مقابل فاصله‌ی رومرکزی در دوره‌ی تناوب ۰/۱ ثانیه (به‌ترتیب: الف، ج، ه) و در دوره‌ی تناوب ۱ ثانیه (به‌ترتیب: ب، د، و). باقیمانده‌ها در واحد لگاریتمی هستند و رنگ و اندازه‌ی نقاط بیانگر بزرگی بزرگای آن‌هاست.

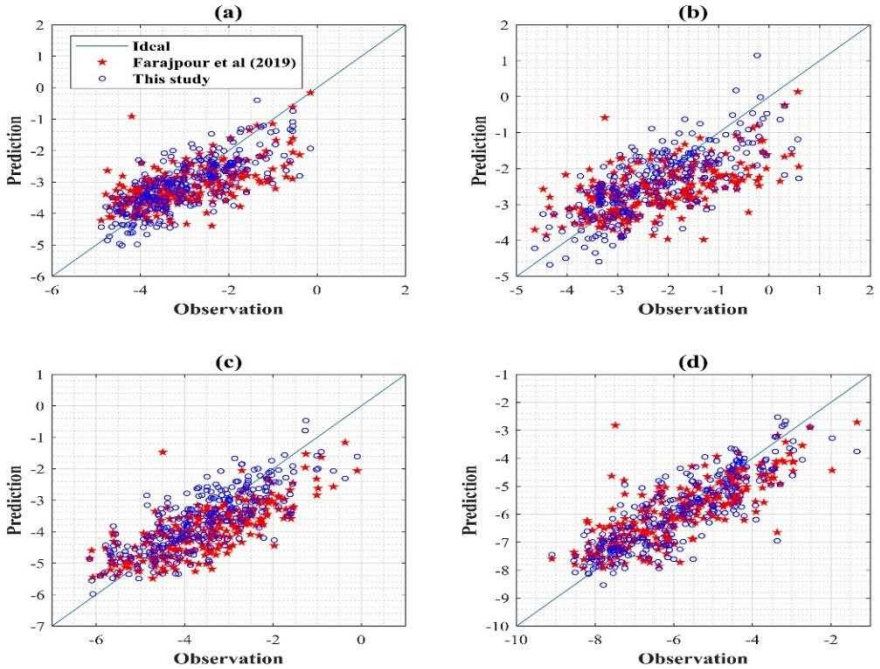
مقابل بزرگا، V_{S30}، و فاصله، به‌ترتیب مناسب بودن یا نبودن مقیاس‌بندی بزرگای منبع، مقیاس‌بندی V_{S30} ایستگاه و مقیاس‌بندی فاصله را در مدل پیشنهادی توصیف می‌کنند. در شکل‌ها ی ۹ و ۱۰، توزیع باقیمانده‌های میان‌رویدادی، ایستگاه به ایستگاه، و رویداد- ایستگاه تصحیح‌شده در برابر فاصله‌ی رومرکزی مشاهده می‌شوند، تا اعتبار میانه‌ی مدل مطالعه‌ی حاضر را برای بیشینه‌ی شتاب زمین و مقدار طیفی شبه‌شتاب با میرایی ۵٪ در دوره‌ی تناوبی ۱/۰ ثانیه و طیف جابجایی با نسبت مقاومت به وزن ۰/۱ در دوره‌های تناوبی ۰/۱ و ۱ ثانیه به‌عنوان تابعی از فاصله‌ی رومرکزی بررسی کند. در مطالعه‌ی حاضر، در ارائه‌ی نمودارهای توزیع باقیمانده‌ها از نتایج نوشتار فرج‌پور و همکاران (۲۰۱۹)،[۱۴] پیروی شده است؛ اما در هر صورت شکل‌های بیشتر در پیوست جهت بررسی‌های بیشتر اعتبار میانه‌ی مدل در میرای ی‌ها و نسبت‌های مقاومت به وزن مختلف در مقابل سایر پارامترهای مدل ارائه شده است. ارزیابی شکل‌های اخیر، توزیع تصادفی باقیمانده‌ها را منجر می‌شود، که نشان می‌دهد هیچ سوگیری و هیچ روند قابل توجهی وجود ندارد و پیش‌بینی‌های مدل با مشاهده‌ها مطابقت خوبی دارند. البته می‌توان اشاره کرد که در فواصل کوتاه و مخصوصاً در پیش‌بینی بیشینه‌ی شتاب زمین، اندکی محدوده‌ی باقیمانده‌ها بزرگ‌تر است، که با توجه به استفاده از معیار فاصله‌ی ساده‌تر در مدل پیشنهادی قابل‌انتظار است.

۶. مقایسه با مدل‌های قبلی

مدل توسعه‌یافته در مطالعه‌ی حاضر با مدل فرج‌پور و همکاران (۲۰۱۹)،[۱۴] مقایسه شده است. مدل ایشان، رویدادهای ایرانی بعد از سال ۲۰۱۳ را شامل نمی‌شود؛ در حالی که مدل مطالعه‌ی حاضر، آخرین رویدادهای ایران را نیز در بر می‌گیرد. مقایسه‌ی مدل‌ها می‌تواند شامل مقایسه‌ی میانه‌ی پیش‌بینی‌ها و انحراف‌های استاندارد مدل‌ها باشد. با توجه به اینکه مدل‌های توسعه‌یافته‌ی پیشین، فقط بر روی طیف شبه‌شتاب با میرایی ۵٪ و بیشینه‌های حرکتی زمین متمرکز بوده‌اند؛ بنابراین، امکان مقایسه‌ی مدل‌ها فقط در این زمینه‌ها وجود دارد. از طرفی دیگر، معیار فاصله‌ی استفاده‌شده در نوشتار فرج‌پور و همکاران (۲۰۱۹)،[۱۴] فاصله‌ی گسیختگی (R_{RUP}) بوده است؛ اما در مطالعه‌ی حاضر، از معیار فاصله‌ی رومرکزی استفاده شده است و تخمینی از R_{RUP} برای رکوردها وجود ندارد. بنابراین، مقایسه‌ی میانه‌ی مدل‌ها به این صورت انجام شد که ابتدا رکوردهای مشترک بین پایگاه داده در نوشتار فرج‌پور و همکاران (۲۰۱۹)،[۱۴] و پایگاه داده‌ی مطالعه‌ی حاضر انتخاب شدند. این مجموعه شامل ۲ ۶۵ رکورد بوده است. سپس میانه‌ی مقادیر تخمین‌زده‌شده برای هر رکورد با استفاده از پایگاه داده و معادلات هر مدل به‌طور مجزا محاسبه شدند. سرانجام میانه‌ی مقادیر تخمینی هر مدل با مقادیر مشاهده‌شده مقایسه شده‌اند. در شکل ۱۱، مقایسه‌ی اخیر برای بیشینه‌ی شتاب زمین و مقادیر طیفی شبه‌شتاب در دوره‌های تناوبی ۰/۱، ۱، و ۴ ثانیه برحسب لگاریتم طبیعی g مشاهده می‌شود. در نمودارهای شکل ۱۱، محور افقی و محور قائم به‌ترتیب مقادیر مشاهده‌شد ه و میانه‌ی پیش‌بینی‌شده هستند. نیم‌ساز نمودارها، حالت ایده‌آل است که روی آن مقادیر مشاهده‌شده و مقادیر میانه‌ی پیش‌بینی برابر هستند. نقاط آبی رنگ و نقاط قرمز رنگ در هر نمودار، مقادیر مشاهده‌شده در مقابل میانه‌ی پیش‌بینی‌شده را به‌ترتیب برای مدل مطالعه‌ی حاضر و مدل فرج‌پور و همکاران (۲۰۱۹)،[۱۴] نشان



شکل ۱۰. توزیع باقیمانده‌های میان‌رویدادی، ایستگاه به ایستگاه، و رویداد- ایستگاه تصحیح‌شده‌ی مدل پیشنهادی در تخمین مقدار طیفی جابجایی با نسبت مقاومت به وزن ۰/۱ در مقابل فاصله‌ی رومرکزی در دوره‌ی تناوب ۰/۱ ثانیه (به‌ترتیب: الف، ج، ه) و در دوره‌ی تناوب ۱ ثانیه (به‌ترتیب: ب، د، و). باقیمانده‌ها در واحد لگاریتمی هستند و رنگ و اندازه‌ی نقاط بیانگر بزرگی بزرگای آن‌هاست.



شکل ۱۱. مقایسه‌ی میانه تخمین‌های مدل‌های مطالعه‌ی حاضر و نوشتار فرج‌پور و همکاران،[۱۴] با مقادیر مشاهده‌شده در: (الف) بیشنه‌ی شتاب زمین، (ب) مقدار طیفی شبه‌شتاب در دوره‌ی تناوب ۰/۱ ثانیه، (ج) مقدار طیفی شبه‌شتاب در دوره‌ی تناوب ۱ ثانیه، و (د) مقدار طیفی به‌شتاب در دوره‌ی تناوب ۴ ثانیه (نتایج در واحد لگاریتمی ارائه شده‌اند).

می‌دهند. دو مدل ذکرشده، مقادیر نزدیک به هم را در بیشتر موارد پیش‌بینی می‌کنند. با وجود این، در برخی موارد تفاوت‌ها زیاد بوده است. به‌طور کلی به‌نظر می‌رسد پیش‌بینی‌های مطالعه‌ی حاضر، اندکی به خط ایده‌آل نزدیک‌تر هستند، اما این برتری جزئی در تمام محدوده‌ی داده‌ها وجود ندارد. مقایسه‌ی انحراف‌های استاندارد حاصل نیز نشان می‌دهد مقادیر انحراف‌های استاندارد مطالعه‌ی حاضر، قدری کمتر از مقادیر انحراف‌های استاندارد در نوشتار فرج‌پور و همکاران (۲۰۱۹)،[۱۴] هستند. تفاوت‌های دو مدل می‌تواند ناشی از تفاوت در کمیت و کیفیت پایگاه‌داده‌های استفاده‌شده و شکل معادلات باشد.

۷. نتیجه‌گیری

مدل جنبش زمین مطالعه‌ی حاضر برای ایران براساس یک پایگاه داده‌ی به‌روز از جنبش نیرومند زمین ایران، که رویدادهای مهم تقریباً ۵۰ سال اخیر را در بر می‌گیرد، توسعه یافته است. مجموعه‌ی داده‌های استفاده‌شده، شامل ۶۵۹ رکورد از ۱۱۵ رویداد اصلی با سازوکارهای کانونی امتدادلغز و معکوس بوده است، که براساس آن‌ها، محدوده‌ی بزرگای گشتاوری مدل $۵ \leq M \leq ۷/۴$ و محدوده‌ی فاصله‌ی رومرکزی ۰ تا ۲۰۰ کیلومتر بوده است. مدل پژوهش حاضر، علاوه‌بر پیش‌بینی بیشینه‌ی شتاب زمین، و طیف شبه‌شتاب افقی با میرایی‌های ۲، ۵، و ۱۰ درصد، قادر به تخمین طیف جابجایی با نسبت مقاومت به وزن ۰/۰۵ تا ۰/۳ برای دوره‌های تناوبی بیشینه تا ۴/۰ ثانیه برای ایران است. چنین قابلیتی در هیچ‌کدام از مدل‌های توسعه‌یافته‌ی قبلی گنجانده نشده و فقط طیف‌های شبه‌شتاب مدنظر بوده است. این در حالی است که طیف‌های شبه‌شتاب هنگام ورود به محدوده‌ی غیرکشسان کارایی خود را از دست می‌دهند و در این محدوده‌ها، معیارهایی نظیر جابجایی باید پیش‌بینی و استفاده شوند. دستاوردهای مطالعه‌ی حاضر، به وضوح نشان می‌دهد که مدل‌های جنبش زمین می‌توانند چنین قابلیتی را داشته باشند و در محدوده‌های غیرکشسان نیز به پیش‌بینی پاسخ‌های سازه بپردازند. در مدل توسعه‌یافته، ۵ منطقه‌ی لرزه‌زمین‌ساختی مختلف در فلات ایران در نظر گرفته شده است، اما تجزیه و تحلیل آماری آثار تصادفی با استفاده از روش رگرسیون اثر مختلط نشان داد که تفاوت‌های منطقه‌یی در تغییرات برآوردشده بر حسب پایگاه داده و شکل معادله‌های مطالعه‌ی حاضر ناچیز هستند. با وجود این، با توجه به تعداد پایین رکوردهای مناطق کوپه‌داغ و مکران در پایگاه‌داده مطالعه‌ی حاضر، استفاده از مدل در مناطق مذکور به‌شرط بررسی بیشتر توصیه می‌شود. یک پاسخ غیرخطی ساختگاه در مدل پیشنهادی گنجانده شده است. توزیع باقیمانده‌های به‌دست‌آمده با درنظرگرفتن باقیمانده‌های میان‌رویدادی، ایستگاه به ایستگاه، و رویداد- ایستگاه تصحیح‌شده هیچ روند و سوگیری قابل تشخیصی را برای مدل پیشنهادی نشان ندادند. براساس تجزیه و تحلیل باقیمانده‌ها، پیش‌بینی‌های مدل توسعه‌یافته به‌خوبی با پایگاه داده مطابقت داشته و برای پایگاه داده، مناسب بوده است. براساس نتایج بخش ۶، مدل مطالعه‌ی حاضر ضمن در برگرفتن آخرین رویدادهای رخداده در ایران و با وجود استفاده از معیار فاصله‌ی ابتدایی‌تر نسبت به مدل فرج‌پور و همکاران،[۱۴] که کارآیی و سهولت در استفاده از آن را منجر می‌شود، نتایجی سازگار با مدل مذکور نشان داده است؛ و در نتیجه، مدل پژوهش حاضر می‌تواند همراه با مدل فرج‌پور و همکاران،[۱۴] و سایر مدل‌های منتشرشده‌ی اخیر در انجام مطالعات تحلیل خطر لرزه‌یی و برای درنظرگرفتن عدم قطعیت‌های معرفتی لازم استفاده شود.

References - منابع

1. Stöcklin, J., 1968. Structural history and tectonics of Iran: a review. *AAPG bulletin*, *52*(7), pp.1229-1258. doi.org/10.1306/5D25C4A5-16C1-11D7-8645000102C1865D

2. Takin, M., 1972. Iranian geology and continental drift in the Middle East. *nature*, *235*(5334), pp.147-150. doi.org/10.1038/235147a0

3. Nowroozi, A.A., 1976. Seismotectonic provinces of Iran. *Bulletin of the Seismological Society of America*, *66*(4), pp.1249-1276. doi.org/10.1785/BSSA0660041249

4. Mirzaei, N., Mengtan, G. and Yuntai, C., 1998. Seismic source regionalization for seismic zoning of Iran: Major seismotectonic provinces. *Journal Of Earthquake Prediction Research*, *7*, pp.465-495.

5. Makiabadi, H.Y., Nasrabadi, A. and Sepahvand, M.R., 2021. Attenuation of ground-motion spectral amplitudes in central and eastern Iran. *Physics of the Earth and Planetary Interiors*, *310*, p.106598. doi.org/10.1016/j.pepi.2020.106598

6. Pourzeynali, S. and Khadivyan, A., 2022. Attenuation relationships for horizontal and vertical peak and spectral accelerations for alborz zone of iran. *Journal of Earthquake Engineering*, *26*(14), pp.7469-7485. doi.org/10.1080/13632469.2021.1964645

7. Zare, M., Bard, P.Y. and Ghafory-Ashtiany, M., 1999. Site characterizations for the Iranian strong motion network. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, *18*(2), pp.101-123. doi.org/10.1016/S0267-7261(98)00040-2

8. Nowroozi, A.A., 2005. Attenuation relations for peak horizontal and vertical accelerations of earthquake ground motion in iran: a preliminary analysis. *Journal of Seismology and Earthquake Engineering*, *7*(2), pp.109-128.

9. Ghasemi, H., Zare, M., Fukushima, Y. and Koketsu, K., 2009. An empirical spectral ground-motion model for Iran. *Journal Of Seismology*, *13*, pp.499-515. doi.org/10.1007/s10950-008-9143-x

10. Soghrat, M.R., Khaji, N. and Zafarani, H., 2012. Simulation of strong ground motion in northern Iran using the specific barrier model. *Geophysical Journal International*, *188*(2), pp.645-679. doi.org/10.1111/j.1365-246x.2011.05287.x

11. Zafarani, H. and Soghrat, M., 2012. Simulation of ground motion in the Zagros region of Iran using the specific barrier model and the stochastic method. *Bulletin of the Seismological Society of America*, *102*(5), pp.2031-2045. doi.org/10.1785/0120110315

12. Sedaghati, F. and Pezeshk, S., 2017. Partially nonergodic empirical ground-motion models for predicting horizontal and vertical PGV, PGA, and 5% damped linear acceleration response spectra using data from the Iranian plateau. *Bulletin of the Seismological Society of America*, *107*(2), pp.934-948. doi.org/10.1785/0120160205

13. Kotha, S.R., Bindi, D. and Cotton, F., 2016. Partially non-ergodic region specific GMPE for Europe and Middle-East. *Bulletin of Earthquake Engineering*, *14*, pp.1245-1263. doi.org/10.1007/s10518-016-9875-x

14. Farajpour, Z., Pezeshk, S. and Zare, M., 2019. A new empirical ground-motion model for Iran. *Bulletin of the Seismological Society of America*, *109*(2), pp.732-744. doi.org/10.1785/0120180139

15. Hassani, N., Ghodrati Amiri, G., Bararnia, M. and Sinaeian, F., 2017. Ground motion prediction equation for inelastic spectral displacement in Iran. *Scientia Iranica*, *24*(1), pp.164-182. doi.org/10.24200/SCI.2017.4023

16. Campbell, K.W. and Bozorgnia, Y., 2014. NGA-West2 ground motion model for the average horizontal components of PGA, PGV, and 5% damped linear acceleration response spectra. *Earthquake Spectra*, *30*(3), pp.1087-1115. doi.org/10.1193/062913eqs175m

17. Zafarani, H. and Soghrat, M.R., 2023. An Empirical Spectral Ground-Motion Model for Iran Using Truncated Iranian Strong-Motion Database Enriched by Near-Field Records. *Journal of Earthquake Engineering*, pp.1-24. doi.org/10.1080/13632469.2023.2226223

18. Douglas, J., 2021. Ground motion prediction equations 1964–2021. *Department of Civil and Environmental Engineering University of Strathclyde, Glasgow, United Kingdom*.

19. Ghodrati Amiri, G., Zahedi, M., Mahdavian, A. and Gholami, S., 2004. Appropriate frequency band for correcting Iranian accelerograms in different site condition. *Journal of Faculty of Engineering, University of Tehran*, 38(2), pp. 231-249. [In Persian].

20. Heath, D.C., Wald, D.J., Worden, C.B., Thompson, E.M. and Smoczyk, G.M., 2020. A global hybrid VS 30 map with a topographic slope–based default and regional map insets. *Earthquake Spectra*, *36*(3), pp.1570-1584. doi.org/10.1177/87552930209111

21. Farajpour, Z., Zare, M., Pezeshk, S., Ansari, A. and Farzanegan, E., 2018. Near-source strong motion database catalog for Iran. *Arabian Journal of Geosciences*, *11*, pp.1-16. doi.org/10.1007/s12517-018-3413-x

22. Wells, D.L. and Coppersmith, K.J., 1994. New empirical relationships among magnitude, rupture length, rupture width, rupture area, and surface displacement. *Bulletin of the seismological Society of America*, *84*(4), pp.974-1002. doi.org/10.1785/BSSA0840040974

23. Kaklamanos, J., Baise, L.G. and Boore, D.M., 2011. Estimating unknown input parameters when implementing the NGA ground-motion prediction equations in engineering practice. *Earthquake Spectra*, *27*(4), pp.1219-1235. doi.org/10.1193/1.3650372

24. Gardner, J.K. and Knopoff, L., 1974. Is the sequence of earthquakes in Southern California, with aftershocks removed, Poissonian?. *Bulletin Of The Seismological Society Of America*, *64*(5), pp.1363-1367. doi.org/10.1785/bssa0640051363

25. Building and Housing Research Center, 2014. Iranian code of practice for seismic resistant design of buildings. *Standard No. 2800*. [In Persian].

26. Council, B.S.S., 2009. NEHRP recommended seismic provisions for new buildings and other structures. *Rep. FEMA P*, *750*.

27. Lindstrom, M.J. and Bates, D.M., 1990. Nonlinear mixed effects models for repeated measures data. *Biometrics*,pp.673-687. doi.org/10.2307/2532087

28. Atik, L.A., Abrahamson, N., Bommer, J.J., Scherbaum, F., Cotton, F. and Kuehn, N., 2010. The variability of ground-motion prediction models and its components. *Seismological Research Letters*, *81*(5), pp.794-801. doi.org/10.1785/gssrl.81.5.794

29. Walling, M., Silva, W. and Abrahamson, N., 2008. Nonlinear site amplification factors for constraining the NGA models. *Earthquake Spectra*, *24*(1), pp.243-255. doi.org/10.1193/1.2934350

30. Silva, W.J., 2005. Site response simulations for the NGA project. *Report prepared for the Pacific Earthquake Engineering Research Center*.

پیوست

جدول ۱. ضرایب رگرسیونی در تخمین طیف شبه‌شتاب با میرایی ۲ درصد.

T(sec)	z1	z2	z3	z4	z5	z6	z7	z8	z9	z10	z11	z12	z13	z14	k1	k2
۰/۰۴	۲/۸۵۹	۰/۸۰۸۴	−۰/۲۲۸۶	۱/۶۰۵	−۱/۲۷۸۳	−۰/۰۴۲۲	۸/۷۷۳۹	−۰/۲۰۶۶	−۰/۰۲۴۱	۰/۳۰۸۴	۰/۳۵۲۷	۰/۰۰۲۱	۰	۱/۴۰۶۲	۸۶۵	−۱/۱۸۶
۰/۰۴۲	۲/۹۱۱۷	۰/۷۳۹۷	−۰/۲۳۷۱	۱/۴۹۷	−۱/۴۳۱۷	−۰/۰۱۶۳	۸/۶۸۴۴	−۰/۲۲۷۸	−۰/۰۴۴۶	۰/۲۹۴۳	۰/۳۳۳۳	۰/۰۰۲۳	۰	۱/۴۵۳۷	۸۶۵	−۱/۲۱۹
۰/۰۴۴	۳/۰۷	۰/۸۴۰۱	−۰/۲۱۵۹	۱/۵۵۱۲	−۱/۳۵۸۹	−۰/۰۳۲۸	۸/۵۹۲۲	−۰/۲۳۳۵	−۰/۰۶۰۹	۰/۳۰۲۱	۰/۳۴۳	۰/۰۰۲	۰	۱/۵۲۳۷	۹۰۸	−۱/۲۷۳
۰/۰۴۶	۳/۳۳۷۹	۰/۹۲۴	−۰/۱۹۳	۱/۵۹۸	−۱/۳۲۴	−۰/۰۴۵۶	۸/۹۷۱۵	−۰/۲۴۸	−۰/۰۸۷۲	۰/۲۹۳۵	۰/۳۳۶۹	۰/۰۰۱۹	۰	۱/۵۵۸۳	۹۵۷	−۱/۲۹۷
۰/۰۴۸	۳/۳۵۳۹	۱/۰۰۹۱	−۰/۱۶۰۹	۱/۶۲۰۳	−۱/۲۹۳	−۰/۰۴۹۲	۸/۸۴۴۲	−۰/۲۵۶۶	−۰/۰۸۴۷	۰/۲۹۶۸	۰/۳۳۳۳	۰/۰۰۲۲	۰	۱/۵۸۸۹	۱۰۰۵	−۱/۳۳۲
۰/۰۵	۳/۲۱۸۹	۰/۹۵۸۵	−۰/۱۵۶۸	۱/۵۴۷۶	−۱/۲۶۹۶	−۰/۰۳۲۱	۸/۰۸۹۸	−۰/۲۳۴۳	−۰/۰۵۷۷	۰/۲۹۹۱	۰/۳۳۱۲	۰/۰۰۲۴	۰	۱/۶۱۶۳	۱۰۵۴	−۱/۳۴۶
۰/۱	۵/۰۵۵۵	۱/۷۸۵۹	۰/۰۱۵۹	۲/۰۶۹۶	−۰/۴۹۶۱	−۰/۲۰۲۸	۱۱/۷۷۱۵	−۰/۲۸۲۱	−۰/۱۶	۰/۲۰۶۶	۰/۳۳۶۶	−۰/۰۰۰۱	۰	۱/۹۴۸۵	۱۰۳۲	−۱/۶۳۴
۰/۱۵	۴/۵۴۰۴	۱/۶۰۸۵	−۰/۰۲۵۳	۲/۰۸۳۸	−۰/۵۹۵۲	−۰/۱۵۸۸	۱۰/۴۳۵۶	−۰/۲۰۷۴	−۰/۰۸۶۸	۰/۱۱۷۵	۰/۰۹۴۱	−۰/۰۰۲	۰	۲/۱۹۷۵	۸۷۸	−۱/۹۳۱
۰/۲	۳/۷۳۳۷	۱/۵۵۳۸	−۰/۱۲۱۸	۲/۲۵۸۵	−۰/۳۴۳۶	−۰/۱۸۳۴	۱۰/۱۴۵۳	−۰/۱۰۷۴	−۰/۰۱۸۹	۰/۲۴۸۶	۰/۲۴۶۵	−۰/۰۰۰۷	۰	۲/۴	۷۴۸	−۲/۱۸۸
۰/۲۵	۳/۰۲۸۱	۱/۵۳۵۲	−۰/۰۷۴۱	۲/۰۸۵۶	−۰/۴۱۱۸	−۰/۱۴۸۸	۷/۸۷۲۱	−۰/۱۰۴۶	−۰/۰۵۰۶	۰/۲۶۴۵	۰/۲۵۵۴	۰/۰۰۰۲	۰	۲/۵۷	۶۵۴	−۲/۳۸۱
۰/۳	۲/۸۱	۱/۶۱۶۵	−۰/۱۷۳۲	۲/۳۲۲۵	−۰/۱۴۳۲	−۰/۱۸۷۵	۸/۲۰۱۳	−۰/۱۱۶۴	−۰/۰۸۱۸	۰/۳۰۲۶	۰/۲۹۲۱	۰/۰۰۱۴	۰	۲/۶۶۳	۵۸۷	−۲/۵۱۸
۰/۴	۱/۶۳۲۳	۱/۶۷۴۴	−۰/۱۹۲	۲/۱۰۰۲	۰/۲۰۴	−۰/۲۱۲۷	۶/۱۱۱۷	−۰/۱۰۹۲	۰/۲۱۱۷	۰/۴۷۹	۰/۵۵۲۵	۰/۰۰۶	۰	۲/۷۶۹۶	۵۰۳	−۲/۶۵۷
۰/۵	۱/۰۸۳۸	۱/۳۴۸۵	−۰/۳۸۵۱	۲/۴۶۶۶	−۰/۰۸۰۵	−۰/۱۵۹	۶/۶۹۰۲	−۰/۰۳۳۴	۰/۲۸۲۹	۰/۴۷۲۳	۰/۴۷۸	۰/۰۰۵۱	۰	۲/۷۶۷۶	۴۵۷	−۲/۶۶۹
۰/۷۵	۰/۳۸۴۹	۰/۵۶۰۱	−۰/۶۳۷۶	۱/۹۹۷۸	−۰/۶۷۳۳	−۰/۰۵۷۹	۸/۰۴۸۹	۰/۱۱۵۶	۰/۳۱۳۸	۰/۴۷۰۴	۰/۵۴۹۳	۰/۰۰۴۹	۰	۲/۴۲۰۲	۴۱۰	−۲/۴۰۱
۱	−۰/۲۰۰۸	۰/۴۰۰۹	−۰/۶۷۳۴	۱/۵۷۹۶	−۰/۷۵۸۸	−۰/۰۴۱۳	۷/۶۴۰۹	۰/۱۴۶۱	۰/۴۰۹۵	۰/۵۶۸۷	۰/۷۴۱۵	۰/۰۰۷۴	۰	۱/۸۵۵۲	۴۰۰	−۱/۹۵۵
۱/۲۵	−۰/۱۵۵۱	۱/۰۹۹۵	−۰/۵۰۶۶	۱/۶۶۰۴	−۰/۴۱۸۵	−۰/۰۹۵۶	۷/۰۷۳۶	۰/۱	۰/۳۸۵۲	۰/۵۱۹۷	۰/۶۷۳۳	۰/۰۰۶۳	۰	۱/۲۶۲۹	۴۰۰	−۱/۴۹
۱/۵	−۰/۵۹۷۲	۰/۹۶۲۸	−۰/۴۷۱	۱/۳۹۷۲	−۰/۷۹۳	−۰/۰۳۳۷	۷/۷۶۰۷	۰/۱۲۷۴	۰/۴۳۸۵	۰/۵۳۵۹	۰/۶۹۵۷	۰/۰۰۶۷	۰	۰/۶۷۸۱	۴۰۰	−۱/۰۲۵
۱/۷۵	−۰/۶۱۲۷	۱/۳۸۹۸	−۰/۳۱۶۷	۱/۵۵۸۵	−۰/۴۹۳۱	−۰/۰۸۳۶	۷/۷۹۷۵	۰/۱۵۵۹	۰/۴۶۰۹	۰/۴۶۲۷	۰/۵۹۷۸	۰/۰۰۴۴	۰	۰/۲۵۲۶	۴۰۰	−۰/۶۶۲
۲	−۰/۷۱۲۲	۱/۶۷۴۴	−۰/۱۳۱	۱/۳۷۶۶	−۰/۵۳۸۴	−۰/۰۷۴۲	۷/۷۲۹۶	۰/۱۷۴۱	۰/۴۳۰۹	۰/۴۰۵۴	۰/۵۲۴	۰/۰۰۲۲	۰	−۰/۱۷۴۸	۴۰۰	−۰/۲۹۹
۳	−۱/۴۱۲۲	۱/۹۹۰۵	−۰/۰۰۲۳	۱/۵۲۸۷	−۰/۶۲۷۵	−۰/۰۵۰۴	۸/۱۵۷۸	۰/۱۸۹۵	۰/۴۶۲	۰/۳۱۶۹	۰/۳۸۷۶	۰/۰۰۰۹	۰	−۰/۴۷۲۶	۴۰۰	۰
۴	−۲/۲۸۶۹	۱/۹۰۴۷	۰/۱۰۳۵	۱/۲۵۴۲	−۰/۷۹۲۲	۰/۰۰۰۵	۷/۶۴۷۵	۰/۱۹۷۶	۰/۴۴۰۴	۰/۲۱۲۳	۰/۳۰۱۱	−۰/۰۰۰۳	−۰/۰۰۱۸	−۰/۴۲۶۵	۴۰۰	۰

جدول ۲. ضرایب رگرسیونی در تخمین طیف شبه‌شتاب با میرایی ۱۰درصد.

T(sec)	z1	z2	z3	z4	z5	z6	z7	z8	z9	z10	z11	z12	z13	z14	k1	k2
۰/۰۴	۲/۴۸۸۲	۰/۹۴۷۳	−۰/۲۱۹۷	۱/۷۱۳۵	−۱/۰۲۹۶	−۰/۰۶۹۱	۸/۲۱۶۴	−۰/۱۷۹۴	−۰/۰۱۵۴	۰/۲۸۲۳	۰/۳۱۱۷	۰/۰۰۱۷	۰	۱/۳۴۵۶	۸۶۵	−۱/۱۸۶
۰/۰۴۲	۲/۵۰۸۸	۰/۹۴۲۸	−۰/۲۱۲۷	۱/۶۸۸۷	−۱/۰۵۹۸	−۰/۰۶۴۲	۸/۱۷۷	−۰/۱۸۲	−۰/۰۱۷	۰/۲۸۰۲	۰/۳۰۸۵	۰/۰۰۱۷	۰	۱/۳۹	۸۶۵	−۱/۲۱۹
۰/۰۴۴	۲/۵۸۳۴	۰/۹۷۶۲	−۰/۲۰۳۵	۱/۷۰۰۲	−۱/۰۴۸۱	−۰/۰۶۸۲	۸/۰۸۴۱	−۰/۱۸۵۲	−۰/۰۱۹۲	۰/۲۸۱۶	۰/۳۱۰۵	۰/۰۰۱۷	۰	۱/۴۵۴۴	۹۰۸	−۱/۲۷۳
۰/۰۴۶	۲/۶۶۵۲	۱/۰۱۸	−۰/۱۹۶۱	۱/۷۲۹۹	−۱/۰۲۰۸	−۰/۰۷۵	۸/۰۲۹۸	−۰/۱۸۷۴	−۰/۰۲۱	۰/۲۸۴۴	۰/۳۱۳۹	۰/۰۰۱۷	۰	۱/۴۸۳۶	۹۵۷	−۱/۲۹۷
۰/۰۴۸	۲/۷۲۵۹	۱/۰۶۴۴	−۰/۱۸۷	۱/۷۵۷۸	−۰/۹۹۰۶	−۰/۰۸۱۸	۷/۹۲۴۳	−۰/۱۸۸۲	−۰/۰۱۸۲	۰/۲۹۰۸	۰/۳۲۱	۰/۰۰۱۹	۰	۱/۵۱۳۷	۱۰۰۵	−۱/۳۳۲
۰/۰۵	۲/۷۹۳۱	۱/۱۰۸۲	−۰/۱۸۰۹	۱/۷۹۱۲	−۰/۹۵۴۷	−۰/۰۸۹۹	۷/۸۴۸۳	−۰/۱۸۸۳	−۰/۰۱۵۳	۰/۲۹۷۴	۰/۳۲۹۵	۰/۰۰۲	۰	۱/۵۴۰۶	۱۰۵۴	−۱/۳۴۶
۰/۱	۳/۷۱۶۸	۱/۴۹۱	−۰/۰۶۱۹	۱/۸۸۳۹	−۰/۵۹۸	−۰/۱۶۰۴	۹/۳۴۴۷	−۰/۲۱۹۹	−۰/۰۵۲۸	۰/۲۴۴۲	۰/۲۸۶۳	۰/۰۰۱۲	۰	۱/۸۵۹۱	۱۰۳۲	−۱/۶۲۴
۰/۱۵	۳/۵۶۷۳	۱/۴۷۲۳	−۰/۱۲۱۶	۲/۲۰۹	−۰/۵۲۵۲	−۰/۱۵۸۸	۸/۷۰۰۵	−۰/۱۶۱	−۰/۰۳۹۸	۰/۱۴۵۵	۰/۱۱۹۸	−۰/۰۰۱	۰	۲/۱۳۶۲	۸۷۸	−۱/۹۳۱
۰/۲	۳/۰۴۷۶	۱/۶۱۰۵	−۰/۱۳۲۸	۲/۳۵۸۶	−۰/۲۵۱۱	−۰/۱۸۸۴	۷/۶۷۲۸	−۰/۱۱۴۶	۰/۰۰۴۷	۰/۲۱	۰/۱۸۸۲	−۰/۰۰۰۱	۰	۲/۳۸۳۹	۷۴۸	−۲/۱۸۸
۰/۲۵	۲/۵۰۳	۱/۴۵۷۲	−۰/۱۳۸۷	۲/۱۴۲۳	−۰/۴۱۱۲	−۰/۱۴۷۶	۶/۹۵۴۱	−۰/۱۴۲۳	−۰/۰۲۷	۰/۲۵۱۲	۰/۲۴۰۶	۰/۰۰۰۸	۰	۲/۵۵۴۱	۶۵۴	−۲/۳۸۱
۰/۳	۲/۱۷۱۱	۱/۵۰۰۴	−۰/۲۰۴۶	۲/۲۳۷	−۰/۲۴۱۴	−۰/۱۶۵۸	۶/۶۱۱۸	−۰/۱۵۲۴	−۰/۰۴۱۴	۰/۲۸۷۴	۰/۲۷۶۲	۰/۰۰۱۶	۰	۲/۶۷۱۲	۵۸۷	−۲/۵۱۸
۰/۴	۱/۲۹۴۴	۱/۵۱۶۱	−۰/۲۲۲۱	۲/۰۹۳۴	−۰/۱۳۴۷	−۰/۱۵۹	۴/۹۶۸۵	−۰/۱۴۶۵	۰/۱۲۳۷	۰/۳۸۱۹	۰/۴۰۶۳	۰/۰۰۴۲	۰	۲/۷۹۵۸	۵۰۳	−۲/۶۵۷
۰/۵	۰/۸۷۰۲	۱/۲۶۲۸	−۰/۳۹۰۴	۲/۲۹۳۶	−۰/۲۷۷۸	−۰/۱۳۱	۵/۴۷۷۹	−۰/۰۷۶۹	۰/۱۹۱۵	۰/۳۹۸۲	۰/۴۰۲۵	۰/۰۰۴۶	۰	۲/۷۷۷۸	۴۵۷	−۲/۶۶۹
۰/۷۵	−۰/۰۱۷۳	۰/۶۰۵۴	−۰/۶۰۶۶	۲/۰۱۱۵	−۰/۶۳۸۹	−۰/۰۶۴۹	۶/۰۹۳۸	۰/۰۷۸۶	۰/۲۹۲۱	۰/۴۵۱۹	۰/۵۳۲۹	۰/۰۰۵۲	۰	۲/۴۳۹۹	۴۱۰	−۲/۴۰۱
۱	−۰/۴۱۹	۰/۶۴۴۲	−۰/۶۰۱۵	۱/۷۲۱۱	−۰/۶۵۴۱	−۰/۰۶۳۳	۶/۵۴۴۶	۰/۰۷۹۲	۰/۳۵۵۲	۰/۵۳۱۲	۰/۶۷۷۲	۰/۰۰۶۹	۰	۱/۸۹۱۴	۴۰۰	−۱/۹۵۵
۱/۲۵	−۰/۵۳۴۶	۰/۹۳۱۵	−۰/۵۲۵۳	۱/۶۶۵۳	−۰/۵۶۷۶	−۰/۰۸۰۵	۶/۸	۰/۰۶۴۳	۰/۳۶۵۸	۰/۵۳۱	۰/۶۸۳۵	۰/۰۰۶۳	۰	۱/۳۰۳۳	۴۰۰	−۱/۴۹
۱/۵	−۰/۸۷۰۴	۰/۹۸۶۳	−۰/۴۹۱۲	۱/۵۹۴۵	−۰/۷۰۸۴	−۰/۰۵۹۱	۷/۳۴۲۱	۰/۰۹۱	۰/۴۳۶۹	۰/۵۶۳۱	۰/۷۱۳۱	۰/۰۰۶۵	۰	۰/۷۲۲۱	۴۰۰	−۱/۰۲۵
۱/۷۵	−۰/۸۹۴۹	۱/۲۵۷۱	−۰/۳۷۰۳	۱/۶۰۵۳	−۰/۵۸۷۶	−۰/۰۷۹۴	۷/۵۷۸۱	۰/۱۱۷۷	۰/۴۳۲۵	۰/۴۹۴۸	۰/۶۳۰۶	۰/۰۰۴۵	۰	۰/۲۹۰۵	۴۰۰	−۰/۶۶۲
۲	−۱/۰۹۳	۱/۳۲۹۱	−۰/۲۷۸۵	۱/۴۶۴۱	−۰/۶۶۴۸	−۰/۰۶۳۹	۷/۵۷۴۴	۰/۱۴۶۱	۰/۴۲۵	۰/۴۵۳۷	۰/۵۸۶۹	۰/۰۰۲۹	۰	−۰/۱۴۶۱	۴۰۰	−۰/۲۹۹
۳	−۱/۸۱۵۲	۱/۶۰۲۶	−۰/۱۰۳۵	۱/۴۰۲۵	−۰/۹۲۰۳	−۰/۰۰۹۳	۸/۰۶۷۷	۰/۱۶۰۷	۰/۴۴۳۸	۰/۳۶۵۳	۰/۴۴۰۸	۰/۰۰۱۳	۰	−۰/۴۵۷۷	۴۰۰	۰
۴	−۲/۳۲۹۳	۱/۶۹۸۱	۰/۰۲۸۳	۱/۰۸۲۱	−۱/۰۸۶۴	۰/۰۳۰۹	۸/۱۳۴۲	۰/۱۴۷۴	۰/۳۹۶۵	۰/۲۶۳۹	۰/۳۴۸۲	۰/۰۰۰۴	−۰/۰۰۰۵	−۰/۴۳۱۵	۴۰۰	۰

جدول ۳. ضرایب رگرسیونی در تخمین طیف جابجایی با نسبت مقاومت به وزن ۰/۰۵.

T(sec)	z_1	z_2	z_3	z_4	z_5	z_6	z_7	z_8	z_9	z_{10}	z_{11}	z_{12}	z_{13}	z_{14}	k_1	k_2
۰/۰۴	۲/۸۲۷	۴/۸۳۶۳	−۰/۰۷۲۴	۶/۴۸۴۲	۲/۱۳۲۷	−۰/۸۲۸۸	۴/۷۰۴۷	−۰/۳۹۴۱	−۰/۲۵۶	۰/۲۷۲	۰/۲۹۵۱	−۰/۰۰۴۱	۰	۱/۲۴۷۱	۸۶۵	−۱/۱۸۶
۰/۰۴۲	۲/۸۴۹۳	۴/۸۱۴۵	−۰/۰۶۴	۶/۴۴۲۹	۲/۱۲۶۱	−۰/۸۲۴۲	۴/۷۹۶۷	−۰/۳۹۳۷	−۰/۲۶۴۲	۰/۲۶۲۷	۰/۲۸۳۸	−۰/۰۰۴۲	۰	۱/۲۸۵۷	۸۶۵	−۱/۲۱۹
۰/۰۴۴	۲/۹۳۰۵	۴/۸۶۹	−۰/۰۳۵۳	۶/۴۴۰۸	۲/۱۴۳۳	−۰/۸۲۴۷	۴/۸۳۴۹	−۰/۳۹۷۸	−۰/۲۸۴۹	۰/۲۴۸۷	۰/۲۶۰۳	−۰/۰۰۴۵	۰	۱/۳۵۰۳	۹۰۸	−۱/۲۷۳
۰/۰۴۶	۲/۹۴۸۹	۴/۸۸۲۵	−۰/۰۱۱۷	۶/۴۰۶۷	۲/۱۴۹۵	−۰/۸۲۲۷	۴/۸۳۸۱	−۰/۳۹۱۸	−۰/۲۸۴۶	۰/۲۴۴۵	۰/۲۵۳۹	−۰/۰۰۴۴	۰	۱/۳۸۱	۹۵۷	−۱/۲۹۷
۰/۰۴۸	۲/۸۸۹	۴/۸۰۳۷	−۰/۰۱۷۵	۶/۳۴۱۳	۲/۱۱۲۸	−۰/۸۱۲۷	۴/۸۰۵۵	−۰/۳۷۷۳	−۰/۲۷۱۸	۰/۲۴۶۸	۰/۲۶	−۰/۰۰۴۳	۰	۱/۴۰۸۹	۱۰۰۵	−۱/۳۲۲
۰/۰۵	۲/۸۳۹۷	۴/۶۹۷۳	−۰/۰۳۷۹	۶/۲۶۷۳	۲/۰۵۹	−۰/۸۰۱۳	۴/۸۲۹۵	−۰/۳۶۲۲	−۰/۲۵۸	۰/۲۵۴۷	۰/۲۷۴۴	−۰/۰۰۴۱	۰	۱/۴۲۸۷	۱۰۵۴	−۱/۳۴۶
۰/۱	۲/۲۹۷۱	۴/۳۶۵۷	۰/۱۸۵۶	۵/۰۵۸۱	۱/۹۳۳۶	−۰/۶۹۸۸	۶/۱۴۳	−۰/۳۶۱۳	−۰/۲۰۴۷	۰/۲۶۲۳	۰/۲۹۵۲	−۰/۰۰۲	۰	۱/۷۷۱۷	۱۰۳۲	−۱/۶۲۴
۰/۱۵	۱/۴۷۹۹	۴/۰۱۹۷	۰/۱۹۹۹	۴/۶۸۱۵	۱/۷۱۷۹	−۰/۶۰۲۲	۵/۶۳۵۵	−۰/۲۰۵۴	−۰/۰۵۹۶	۰/۱۷۱۶	۰/۱۲۸۳	−۰/۰۰۲۴	۰	۲/۰۴۹۴	۸۷۸	−۱/۹۳۱
۰/۲	۰/۴۴۲۲	۳/۶۱۰۱	۰/۱۵۶۸	۴/۲۰۳۲	۱/۶۰۷۵	−۰/۵۴۲	۴/۷۶۵۷	−۰/۱۳۶	۰/۰۳۴۶	۰/۳۰۳۴	۰/۲۸۷۷	۰/۰۰۰۱	۰	۲/۲۱۴۲	۷۴۸	−۲/۱۸۸
۰/۲۵	−۰/۰۰۲۳	۳/۳۱۳۵	۰/۰۸۰۴	۳/۹۷۵۷	۱/۴۶۴۳	−۰/۴۹۴۸	۴/۷۶۲۷	−۰/۱۱۴۲	۰/۱۹۴۲	۰/۳۵۵	۰/۳۴۶۸	۰/۰۰۲۲	۰	۲/۵۲۰۶	۶۵۴	−۲/۳۸۱
۰/۳	−۰/۴۵۲۳	۲/۸۷۸۱	−۰/۰۲۵۸	۳/۷۹۶۴	۱/۲۶۹۱	−۰/۴۳۵۹	۴/۰۱۷۳	−۰/۰۹۸۲	۰/۱۷۱۳	۰/۳۲۲۹	۰/۳۰۶۵	۰/۰۰۱۹	۰	۲/۶۲۵۵	۵۸۷	−۲/۵۱۸
۰/۴	−۱/۱۴۰۶	۲/۶۰۷۳	−۰/۰۶۸۵	۳/۱۷۰۱	۱/۰۵۸۴	−۰/۳۶۵۷	۳/۴۴۱۴	−۰/۱۱۸۴	۰/۲۴۶۴	۰/۴۲۹۷	۰/۴۵۰۲	۰/۰۰۴۸	۰	۲/۷۶۱۱	۵۰۳	−۲/۶۵۷
۰/۵	−۰/۸۳۴۱	۲/۳۶۳۱	−۰/۲۴۸	۳/۵۴۸	۱/۰۶۲۶	−۰/۳۷۶۷	۵/۷۲۲۷	−۰/۰۳۳۹	۰/۲۵۳۶	۰/۴۸۴۸	۰/۴۵۹۱	۰/۰۰۴	۰	۲/۷۵۱۷	۴۵۷	−۲/۶۶۹
۰/۷۵	−۱/۴۳۹۶	۱/۱۷۸۸	−۰/۴۹۸۴	۲/۴۱۰۶	−۰/۰۵۲۱	−۰/۱۶۵۳	۶/۲۷۹۶	۰/۰۶۹۷	۰/۲۷۲	۰/۴۵۷۷	۰/۵۴۱۲	۰/۰۰۴۹	۰	۲/۴۵۵۸	۴۱۰	−۲/۴۰۱
۱	−۱/۷۲۳۱	۰/۶۶۶۴	−۰/۶۲۱۸	۱/۸۹۰۹	−۰/۵۵۶۹	−۰/۰۷۴۶	۶/۷۱۱۴	۰/۱۰۶۵	۰/۳۸۳۴	۰/۵۳۷۵	۰/۶۷۵۵	۰/۰۰۷	۰	۱/۸۸۴۹	۴۰۰	−۱/۹۵۵
۱/۲۵	−۱/۳۶۶۱	۰/۸۱۳۷	−۰/۵۴۷	۱/۵۵۳۸	−۰/۶۹۸۷	−۰/۰۵۱۶	۷/۲۶۶۶	۰/۰۷۰۹	۰/۳۴۸۱	۰/۴۹۲۷	۰/۶۳۷۳	۰/۰۰۵۷	۰	۱/۲۸۳۱	۴۰۰	−۱/۴۹
۱/۵	−۱/۲۹۱۲	۰/۹۱۷۴	−۰/۵۰۳۸	۱/۵۳۸۵	−۰/۸۳۲۵	−۰/۰۳۲۹	۷/۹۷۴۴	۰/۰۹۶۳	۰/۴۱۵۷	۰/۵۲۵۴	۰/۶۴۴۶	۰/۰۰۶۱	۰	۰/۷۰۵۵	۴۰۰	−۱/۰۲۵
۱/۷۵	−۱/۰۳۹۹	۱/۱۸۷۴	−۰/۳۷۸۷	۱/۵۶۲۳	−۰/۶۸۱۷	−۰/۰۵۵۸	۷/۹۷۲۱	۰/۱۲۸۸	۰/۴۲۸۳	۰/۴۳۷۱	۰/۵۵۷۸	۰/۰۰۳۸	۰	۰/۲۷۲	۴۰۰	−۰/۶۶۲
۲	−۰/۹۶۰۳	۱/۳۱۶۷	−۰/۲۳۸۴	۱/۳۲۲	−۰/۷۸۶۲	−۰/۰۳۷۸	۸/۲۰۶۳	۰/۱۶۲۳	۰/۴۱۴۵	۰/۴۱۱۷	۰/۵۳۴۲	۰/۰۰۲۲	۰	−۰/۱۵۹۱	۴۰۰	−۰/۲۹۹
۳	−۰/۷۶۸۸	۱/۸۲۹۲	−۰/۰۴۴۶	۱/۴۸۴۲	−۰/۷۸۹۱	−۰/۰۲۸۷	۸/۱۲۵۷	۰/۱۷۱۹	۰/۴۵۰۴	۰/۳۳۵۹	۰/۴۰۳۳	۰/۰۰۱۲	۰	−۰/۴۶۲۴	۴۰۰	۰
۴	−۰/۸۵۱۸	۱/۸۵۹۲	۰/۰۷۶۲	۱/۱۹۳	−۰/۹۴۴۹	۰/۰۱۵۴	۸/۲۶۱۲	۰/۱۶۹۱	۰/۴۲۷۸	۰/۲۳۲۹	۰/۳۱۲	۰/۰۰۰۵	−۰/۰۰۱	−۰/۴۲۷۷	۴۰۰	۰

جدول ۴. ضرایب رگرسیونی در تخمین طیف جابجایی با نسبت مقاومت به وزن ۰/۰۷.

T(sec)	z_1	z_2	z_3	z_4	z_5	z_6	z_7	z_8	z_9	z_{10}	z_{11}	z_{12}	z_{13}	z_{14}	k_1	k_2
۰/۰۴	۳/۱۹۵۱	۴/۳۶۵۳	−۰/۲۲۶۱	۶/۴۲۷۵	۱/۰۰۹۲	−۰/۶۷۱۳	۶/۱۹۷۳	−۰/۳۷۳۵	−۰/۲۲۵۲	۰/۴۲۲	۰/۴۲۴۲	−۰/۰۰۳۱	۰	۱/۱۹۷۴	۸۶۵	−۱/۱۸۶
۰/۰۴۲	۳/۱۴۳۹	۴/۳۱۹۹	−۰/۲۲۲۹	۶/۳۵۸	۰/۹۸۲	−۰/۶۶۱۴	۶/۱۹۸۵	−۰/۳۷۹۶	−۰/۲۲۳۷	۰/۴۱۹۳	۰/۴۲۰۴	−۰/۰۰۲۹	۰	۱/۲۳۵۳	۸۶۵	−۱/۲۱۹
۰/۰۴۴	۳/۱۵۴۹	۴/۳۴۱۵	−۰/۲۰۱۹	۶/۳۲۴۶	۱/۰۱۰۸	−۰/۶۶۱۶	۶/۱۴۲۶	−۰/۳۸۸	−۰/۲۴۲۵	۰/۴۰۸۷	۰/۴۰۷۴	−۰/۰۰۳	۰	۱/۳۰۱۹	۹۰۸	−۱/۲۷۳
۰/۰۴۶	۳/۲۱۰۳	۴/۳۶۴۳	−۰/۱۸۴۳	۶/۲۹۷۱	۱/۰۶۸۹	−۰/۶۶۹۳	۶/۱۸۵۷	−۰/۳۷۹۱	−۰/۲۴۳۷	۰/۴۰۴۶	۰/۴۰۸۵	−۰/۰۰۲۹	۰	۱/۳۳۱۲	۹۵۷	−۱/۲۹۷
۰/۰۴۸	۳/۲۱۹۸	۴/۳۲۰۷	−۰/۱۸۴۸	۶/۲۶۵۶	۱/۰۸۵۰	−۰/۶۶۹۴	۶/۱۷۷۳	−۰/۳۶۸۳	−۰/۲۲۹۹	۰/۳۹۷۸	۰/۴۰۸۶	−۰/۰۰۲۸	۰	۱/۳۵۷۴	۱۰۰۵	−۱/۳۲۲
۰/۰۵	۳/۲۴۵۳	۴/۳۰۲۷	−۰/۱۷۶	۶/۲۲۳۸	۱/۰۹۷۷	−۰/۶۶۸۲	۶/۱۵۱۱	−۰/۳۶۸۵	−۰/۲۲۷۴	۰/۳۸۳۸	۰/۳۹۷۶	−۰/۰۰۲۷	۰	۱/۳۸۴۳	۱۰۵۴	−۱/۳۴۶
۰/۱	۲/۴۹۲۶	۴/۲۱۱۲	۰/۱۷۹۷	۴/۹۸۸۴	۱/۲۵۵۲	−۰/۵۹۴۹	۶/۵۸۲۵	−۰/۳۳۴۳	−۰/۱۹۲۱	۰/۲۷۷۵	۰/۲۸۲۹	−۰/۰۰۲	۰	۱/۷۱۵۵	۱۰۳۲	−۱/۶۲۴
۰/۱۵	۱/۴۱۹۲	۳/۹۱۳۳	۰/۱۵۲	۴/۶۷۳۶	۱/۳۹۳۹	−۰/۵۵۹۷	۶/۱۸۶۲	−۰/۲۱۶۸	۰/۰۱۶۶	۰/۳۳۲۱	۰/۳۱۸۶	−۰/۰۰۰۲	۰	۲/۰۱۳۷	۸۷۸	−۱/۹۳۱
۰/۲	۰/۴۷۷۷	۳/۵۵۲۷	۰/۱۱۹۹	۴/۲۶۳۴	۱/۴۵۷۲	−۰/۵۲۴۶	۵/۱۸۰۲	−۰/۱۱۱۲	۰/۱۳۶۴	۰/۳۷۷۵	۰/۳۸۳۶	۰/۰۰۱۴	۰	۲/۲۸۰۲	۷۴۸	−۲/۱۸۸
۰/۲۵	۰/۱۶۹۸	۳/۳۳۰۲	۰/۰۴	۴/۱۹۰۸	۱/۳۹۱۸	−۰/۴۸۸۶	۴/۹۴۵۴	−۰/۰۹۱۹	۰/۲۱۳۳	۰/۳۶۰۱	۰/۳۴۰۵	۰/۰۰۲۲	۰	۲/۴۸۸۲	۶۵۴	−۲/۳۸۱
۰/۳	−۰/۳۸۹۶	۲/۹۷۳۶	−۰/۰۲۰۸	۳/۸۹۹۵	۱/۲۹۶۵	−۰/۴۴۴۴	۴/۰۴۳۷	−۰/۰۸۲۵	۰/۲۲۲۴	۰/۳۶۸۸	۰/۳۷۰۱	۰/۰۰۲۵	۰	۲/۶۰۰۴	۵۸۷	−۲/۵۱۸
۰/۴	−۱/۱۷۴۴	۲/۶۵۶۷	−۰/۰۶۷	۳/۲۷۵۸	۱/۱۷۳۹	−۰/۳۸۸۶	۳/۷۱۷۲	−۰/۱۱۹۷	۰/۲۸۲۸	۰/۵۱۴۹	۰/۵۷۹۳	۰/۰۰۶۲	۰	۲/۷۴۹۶	۵۰۳	−۲/۶۵۷
۰/۵	−۰/۷۰۱۵	۲/۴۸۳۵	−۰/۲۳۴۵	۳/۶۴۶۱	۱/۱۷۸	−۰/۴۰۱۶	۶/۰۳۰۳	−۰/۰۵۵۹	۰/۲۵۷۳	۰/۴۹۹۶	۰/۵۳۹۳	۰/۰۰۵۱	۰	۲/۷۴۱۱	۴۵۷	−۲/۶۶۹
۰/۷۵	−۱/۳۲۲۷	۱/۳۱۲۸	−۰/۴۶۹۶	۲/۶۱۶۱	۰/۱۰۸۶	−۰/۱۹۴۲	۶/۳۵۰۱	−۰/۰۶۵۴	۰/۲۶۲۵	۰/۴۴۶۳	۰/۵۲۴۶	۰/۰۰۴۲	۰	۲/۴۵۳۶	۴۱۰	−۲/۴۰۱
۱	−۱/۵۶۳۳	۰/۸۳۵۷	−۰/۵۹۲۲	۲/۰۹۱۱	−۰/۴۰۸۲	−۰/۱۰۲	۶/۵۹۶۸	−۰/۱۱۰۴	۰/۳۷۳۶	۰/۵۰۷۶	۰/۶۲۳۴	۰/۰۰۶۲	۰	۱/۸۸۸۵	۴۰۰	−۱/۹۵۵
۱/۲۵	−۱/۲۶۴۳	۰/۹۵۶۴	−۰/۵۲۰۶	۱/۷۴۰۳	−۰/۵۲۹۸	−۰/۰۸۰۷	۷/۱۷۶۶	−۰/۰۷۲۵	۰/۳۴۱	۰/۴۷۶۹	۰/۶۱۴۳	۰/۰۰۵۱	۰	۱/۲۸۷۵	۴۰۰	−۱/۴۹
۱/۵	−۱/۲۶۸۲	۰/۹۸۲۲	−۰/۴۹۶۵	۱/۶۷۱۲	−۰/۷۲۷۷	−۰/۰۲۹۳	۷/۷۳۳۵	−۰/۰۹۵۷	۰/۴۰۰۳	۰/۵۰۵۹	۰/۶۳۳۹	۰/۰۰۵۳	۰	۰/۷۱۲۴	۴۰۰	−۱/۰۲۵
۱/۷۵	−۱/۰۵۶	۱/۲۰۶۵	−۰/۳۷۹۳	۱/۶۲۸۶	−۰/۶۳۰۲	−۰/۰۶۳	۷/۶۷۵۶	−۰/۱۲۶۳	۰/۴۱۹۱	۰/۴۲۶۹	۰/۵۴۰۸	۰/۰۰۳۳	۰	۰/۲۷۴۷	۴۰۰	−۰/۶۶۲
۲	−۰/۹۹۲۶	۱/۳۰۱۴	−۰/۲۴۵۵	۱/۳۱۰۰	−۰/۷۸۴۹	−۰/۰۳۷۳	۸/۱۹۱۳	−۰/۱۵۵۷	۰/۴۱۶۳	۰/۴۱۷۹	۰/۵۴۳۷	۰/۰۰۲۴	۰	−۰/۱۵۳	۴۰۰	−۰/۲۹۹
۳	−۰/۸۰۲۰	۱/۷۳۹۵	−۰/۰۵۴۱	۱/۳۸۷۸	−۰/۸۹۷۳	−۰/۰۱۰۲	۸/۴۸۸۷	−۰/۱۷۱۲	۰/۴۴۲۳	۰/۳۳۰۷	۰/۳۹۸۶	۰/۰۰۱۱	۰	−۰/۴۶۴۴	۴۰۰	۰
۴	−۰/۸۵۱۹	۱/۸۲۸۶	۰/۰۷۰۳	۱/۱۶۸۹	−۰/۹۷۷۸	۰/۰۲۱۱۰	۸/۴۴۷۴	−۰/۱۷۰۰	۰/۴۳۳۴	۰/۲۲۶۹	۰/۳۰۵۲	۰/۰۰۰۴	−۰/۰۰۱۰	−۰/۴۲۷۷	۴۰۰	۰

جدول ۵. ضرایب رگرسیونی در تخمین طیف جابجایی با نسبت مقاومت به وزن ۰/۲.

T(sec)	z1	z2	z3	z4	z5	z6	z7	z8	z9	z10	z11	z12	z13	z14	k1	k2
۰/۰۴	-۰/۴۸۱۱	۴/۵۰۳۱	۰/۱۰۱۷	۵/۳	۲/۴۴۰۵	-۰/۷۶۱۷	۳/۶۷۷	-۰/۲۰۰۳	-۰/۰۱۶۵	۰/۱۴۹۲	۰/۱۲۶۹	۰/۰۰۰۵	۰	۱/۴۲۸۱	۸۶۵	-۱/۱۸۶
۰/۰۴۲	-۰/۴۳۴۳	۴/۴۳۹	۰/۱۰۰۴	۵/۲۲۸۲	۲/۳۷۶۸	-۰/۷۴۹۵	۳/۷۳۵۸	-۰/۲۰۰۷	-۰/۰۲۷۵	۰/۱۴۶۸	۰/۱۲۵۴	۰/۰۰۰۳	۰	۱/۴۷۱	۸۶۵	-۱/۲۱۹
۰/۰۴۴	-۰/۳۸۰۵	۴/۴۰۳۴	۰/۱۰۵۵	۵/۱۵۸۶	۲/۳۰۸۸	-۰/۷۲۶۷	۳/۷۴۳۳	-۰/۲۱۱	-۰/۰۴۳۵	۰/۱۵۲۶	۰/۱۳۰۵	۰/۰۰۰۴	۰	۱/۵۳۴۵	۹۰۸	-۱/۲۷۳
۰/۰۴۶	-۰/۳۲۰۷	۴/۳۶۴۵	۰/۱۰۶۷	۵/۱۱۳۲	۲/۲۳۱۵	-۰/۷۲۳۷	۳/۶۹۲۴	-۰/۲۲۲۱	-۰/۰۵۲۲	۰/۱۶۴۸	۰/۱۴۱	۰/۰۰۰۶	۰	۱/۵۶۶	۹۵۷	-۱/۲۹۷
۰/۰۴۸	-۰/۲۳۸۳	۴/۳۲۰۵	۰/۱۰۷۶	۵/۰۷۲۴	۲/۱۷۵۱	-۰/۷۱۳۹	۳/۵۵۹۹	-۰/۲۱۷۴	-۰/۰۵۶۱	۰/۱۵۸۲	۰/۱۳۳۸	۰/۰۰۰۵	۰	۱/۵۹۳۱	۱۰۰۵	-۱/۳۲۲
۰/۰۵	-۰/۱۲۳۲	۴/۲۸۰۷	۰/۱۰۸۱	۵/۰۱۵۵	۲/۱۱۷۸	-۰/۷۰۴۸	۳/۶۱۱۴	-۰/۲۱۵۱	-۰/۰۶۵۶	۰/۱۴۷۹	۰/۱۲۳۷	۰/۰۰۰۴	۰	۱/۶۱۲۶	۱۰۵۴	-۱/۳۴۶
۰/۱	۰/۱۹۶۱	۳/۵۵۷۳	۰/۲۰۰۷	۳/۸۴۰۴	۱/۴۴۲	-۰/۵۴۵۱	۴/۸۱۵۹	-۰/۲۳۷۸	-۰/۱۰۲۴	۰/۱۴۱۸	۰/۱۴۲۴	-۰/۰۰۰۶	۰	۱/۹۰۷۲	۱۰۳۲	-۱/۶۲۴
۰/۱۵	-۰/۰۲۰۱	۲/۹۹۶۹	۰/۰۸۲	۳/۵۰۷۷	۱/۰۰۸۶	-۰/۴۴۰۱	۵/۳۳۸۸	-۰/۱۶۳	-۰/۰۱۵۷	۰/۱۲۵۳	۰/۰۸۹۵	-۰/۰۰۱۴	۰	۲/۱۵۹۳	۸۷۸	-۱/۹۳۱
۰/۲	-۰/۶۳۸۱	۲/۷۲۳۹	۰/۰۲۱۲	۳/۳۵۱۲	۰/۹۳	-۰/۳۹۹۱	۵/۱۵۹۱	-۰/۰۹۵۸	-۰/۰۵۲۲	۰/۲۵۶۹	۰/۲۳۰۱	۰/۰۰۰۱	۰	۲/۳۹۳۲	۷۴۸	-۲/۱۸۸
۰/۲۵	-۱/۰۳۲۹	۲/۲۶۰۲	-۰/۰۴۵۵	۲/۹۲۰۱	۰/۴۹۹۳	-۰/۳۰۸۳	۵/۴۲۳۵	-۰/۰۹۱۴	۰/۱۳۲۱	۰/۳۰۹۲	۰/۲۹۷۶	۰/۰۰۱۶	۰	۲/۵۶۸۴	۶۵۴	-۲/۳۸۱
۰/۳	-۱/۰۳۰۳	۲/۲۱۰۹	-۰/۱۵۱۷	۳/۰۹۷۶	۰/۶۰۲۳	-۰/۳۱۳۸	۵/۳۷۴۲	-۰/۱۰۵۹	۰/۱۳۴۱	۰/۳۱۶۴	۰/۲۸۴۲	۰/۰۰۲۱	۰	۲/۶۷۲۴	۵۸۷	-۲/۵۱۸
۰/۴	-۱/۲۹۹۷	۲/۰۷۲۶	-۰/۱۹۱	۲/۷۵۱۳	۰/۷۱۱۵	-۰/۳۱۱۸	۴/۶۷۱۸	-۰/۱۱۲۶	۰/۱۹۱۳	۰/۴۳۹	۰/۴۹۰۱	۰/۰۰۵	۰	۲/۷۸۹۲	۵۰۳	-۲/۶۵۷
۰/۵	-۱/۶۲۶۹	۱/۶۰۹	-۰/۳۳۹۳	۲/۶۴۵۸	۰/۱۱۲۵	-۰/۱۹۴۴	۴/۷۴۹۱	-۰/۱۰۶۳۱	۰/۲۲۲۲	۰/۴۱۴۱	۰/۴۰۳۱	۰/۰۰۴۴	۰	۲/۷۸۲۵	۴۵۷	-۲/۶۶۹
۰/۷۵	-۱/۷۰۸۹	۰/۷۷۰۴	-۰/۵۷۹۶	۲/۰۵۸۶	-۰/۴۹۵۶	-۰/۸۹۶	۶/۴۸۷	۰/۰۸۱۸	۰/۳۰۱۸	۰/۴۷۶۸	۰/۵۶۱۷	۰/۰۰۵۳	۰	۲/۴۴۳۳	۴۱۰	-۲/۴۰۱
۱	-۱/۶۲۱۱	۰/۶۱۱۴	-۰/۶۳۴	۱/۷۹۵۸	-۰/۶۱۲۳	-۰/۶۸۶	۶/۹۳۱۳	۰/۱۰۹۸	۰/۳۷۲۶	۰/۵۳۰۶	۰/۶۷۹۲	۰/۰۰۶۹	۰	۱/۸۸۳۱	۴۰۰	-۱/۹۵۵
۱/۲۵	-۱/۳۳۰۱	۰/۹۱۴۸	-۰/۵۳۰۲	۱/۶۱۸۷	-۰/۵۹۸۸	-۰/۶۸۶	۷/۱۹۱۷	۰/۰۷۱	۰/۳۵۹۶	۰/۵۰۷۷	۰/۶۵۷۸	۰/۰۰۶۱	۰	۱/۲۷۸۳	۴۰۰	-۱/۴۹
۱/۵	-۱/۲۹۰۴	۰/۹۷۶۵	-۰/۴۸۸۵	۱/۵۲۴۹	-۰/۷۸۶۲	-۰/۰۴۱	۷/۵۷۸۹	۰/۱۰۲۶	۰/۴۳۴۹	۰/۵۴۱۲	۰/۶۸۶۳	۰/۰۰۶۵	۰	۰/۷۰۰۲	۴۰۰	-۱/۰۲۵
۱/۷۵	-۱/۰۰۰۴	۱/۳۱۳۵	-۰/۳۴۷۲	۱/۵۶۴۵	-۰/۵۵۵۳	-۰/۷۹۱	۷/۶۴۶۹	۰/۱۳۰۸	۰/۴۴۸	۰/۴۷۱۳	۰/۶۰۷۸	۰/۰۰۴۵	۰	۰/۲۶۶۳	۴۰۰	-۰/۶۶۲
۲	-۰/۹۳۷۳	۱/۴۱۸۲	-۰/۲۲۲۲	۱/۳۶۸۸	-۰/۶۷۰۶	-۰/۰۵۸۵	۷/۸۵۶۹	۰/۱۶۶۴	۰/۴۳۶۴	۰/۴۳۶۵	۰/۵۶۷۶	۰/۰۰۲۷	۰	-۰/۱۶۲۸	۴۰۰	-۰/۲۹۹
۳	-۰/۸۲۱	۱/۸۲۲۴	-۰/۰۴۵۵	۱/۴۶۱۶	-۰/۷۸۳۴	-۰/۰۲۹۵	۷/۹۹۵۴	۰/۱۷۲	۰/۴۶۱۹	۰/۳۵۴۷	۰/۴۲۸	۰/۰۰۱۴	۰	-۰/۴۶۱۱	۴۰۰	۰
۴	-۰/۸۸۷۴	۱/۸۴۸۴	۰/۰۷۴۹	۱/۱۷۲۵	-۰/۹۵۳۳	۰/۰۱۷	۸/۱۷	۰/۱۶۸۷	۰/۴۳۵	۰/۲۴۳۹	۰/۳۳۵۹	۰/۰۰۰۶	-۰/۰۰۱	-۰/۴۲۸	۴۰۰	۰

جدول ۶. ضرایب رگرسیونی در تخمین طیف جابجایی با نسبت مقاومت به وزن ۰/۳.

T(sec)	z1	z2	z3	z4	z5	z6	z7	z8	z9	z10	z11	z12	z13	z14	k1	k2
۰/۰۴	-۲/۰۶۸۳	۳/۴۰۶۳	۰/۰۴۱۳	۴/۰۷۴۴	۱/۳۰۴۷	-۰/۵۳۰۵	۵/۰۲۰۴	-۰/۱۹۱	۰/۰۲۲۱	۰/۱۵۹۶	۰/۱۴۵۹	۰/۰۰۰۸	۰	۱/۴۳۸۶	۸۶۵	-۱/۱۸۶
۰/۰۴۲	-۱/۹۰۹۱	۳/۴۱۹	۰/۰۵۴	۴/۰۵۵۸	۱/۲۹۸۹	-۰/۵۳	۵/۱۴۳۱	-۰/۲۰۰۳	۰/۰۰۲۶	۰/۱۴۸۹	۰/۱۳۴۵	۰/۰۰۰۶	۰	۱/۴۸۲۱	۸۶۵	-۱/۲۱۹
۰/۰۴۴	-۱/۷۷۹۳	۳/۴۲۲	۰/۰۶۰۵	۴/۰۴۴۷	۱/۲۸۲	-۰/۵۲۷۷	۵/۱۹۰۷	-۰/۲۰۹۹	-۰/۰۱۸۴	۰/۱۵۰۶	۰/۱۳۶۴	۰/۰۰۰۵	۰	۱/۵۴۶۲	۹۰۸	-۱/۲۷۳
۰/۰۴۶	-۱/۷۳۲۷	۳/۳۹۰۹	۰/۰۶۱۱	۴/۰۰۶۴	۱/۲۲۵۶	-۰/۵۱۸۲	۵/۰۴۲	-۰/۲۱۴۷	-۰/۰۱۸۳	۰/۱۶۸۶	۰/۱۵۴۹	۰/۰۰۰۸	۰	۱/۵۷۶۲	۹۵۷	-۱/۲۹۷
۰/۰۴۸	-۱/۶۷۳۶	۳/۳۴۷۷	۰/۰۵۷۷	۳/۹۶۸۷	۱/۱۸۴۹	-۰/۵۱۱۲	۴/۸۹۶۵	-۰/۲۰۲	-۰/۰۱۰۴	۰/۱۷۱۸	۰/۱۵۹۹	۰/۰۰۰۹	۰	۱/۶۰۲۲	۱۰۰۵	-۱/۳۲۲
۰/۰۵	-۱/۵۴۳۷	۳/۳۴۵۶	۰/۰۶۰۴	۳/۹۵۸	۱/۱۶۰۳	-۰/۵۰۸	۴/۹۲۲۵	-۰/۱۹۷۴	-۰/۰۱۷۳	۰/۱۶۵۸	۰/۱۵۱۲	۰/۰۰۰۸	۰	۱/۶۲۴۱	۱۰۵۴	-۱/۳۴۶
۰/۱	-۰/۵۳۲۹	۲/۹۰۹۱	۰/۱۶۶۳	۳/۰۹۵۶	۰/۷۴۴۱	-۰/۴۰۹۸	۶/۳۵۷۳	-۰/۲۳۶	-۰/۱۲۲	۰/۱۲۶۱	۰/۱۳۲۵	-۰/۰۰۰۷	۰	۱/۹۱۲۹	۱۰۳۲	-۱/۶۲۴
۰/۱۵	-۰/۵۶۸۳	۲/۳۲۵۷	۰/۰۱۲۹	۲/۸۴۳۹	۰/۲۷۸	-۰/۳۰۶۳	۶/۸۵۱۶	-۰/۱۶۴۳	-۰/۰۴۱۳	۰/۱۰۶۶	۰/۰۷۱۸	-۰/۰۰۱۶	۰	۲/۱۶۴۵	۸۷۸	-۱/۹۳۱
۰/۲	-۰/۹۴۳۲	۲/۲۵۲۶	-۰/۰۱۷	۲/۸۴۱۷	۰/۳۵۷۶	-۰/۲۹۷	۶/۰۷۷۳	-۰/۱۰۶	۰/۰۲۷۸	۰/۲۲۸۶	۰/۱۹۸۹	-۰/۰۰۰۲	۰	۲/۳۹۴۷	۷۴۸	-۲/۱۸۸
۰/۲۵	-۱/۳۲۷	۱/۹۲۱	-۰/۰۷۷۵	۲/۵۸۰۵	۰/۱۰۸۳	-۰/۲۳۶۳	۵/۶۹۷۴	-۰/۱۰۴۸	۰/۱۰۷۵	۰/۲۹۸۹	۰/۲۸۳۲	۰/۰۰۱۲	۰	۲/۵۷۶۹	۶۵۴	-۲/۳۸۱
۰/۳	-۱/۲۵۱۶	۱/۹۱۶۷	-۰/۱۷۴۴	۲/۷۲۶۶	۰/۲۶۵۷	-۰/۲۵۳۵	۵/۷۲۲۳	-۰/۱۱۲۷	۰/۱۱۹۵	۰/۳۲۱۴	۰/۳۰۱۶	۰/۰۰۲۲	۰	۲/۶۷۶	۵۸۷	-۲/۵۱۸
۰/۴	-۱/۶۶۸۳	۱/۷۵۲۹	-۰/۱۸۹۹	۲/۲۷۹۹	۰/۲۲۱۲	-۰/۲۱۷	۴/۵۱۲۵	-۰/۱۲۹۸	۰/۱۷۴۲	۰/۴۱۱۸	۰/۴۵۲۳	۰/۰۰۴۷	۰	۲/۷۹۲۹	۵۰۳	-۲/۶۵۷
۰/۵	-۱/۶۸۴۵	۱/۴۳۸۱	-۰/۳۷۰۵	۲/۴۶۹۳	-۰/۱۰۸۰۲	-۰/۱۶۲۸	۵/۴۴۲۶	-۰/۱۰۶۴۵	۰/۲۲۰۳	۰/۴۲۱۳	۰/۴۱۷۶	۰/۰۰۴۸	۰	۲/۷۷۷۲	۴۵۷	-۲/۶۶۹
۰/۷۵	-۱/۷۵۶۲	۰/۶۷۷۴	-۰/۵۹۰۹	۱/۹۶۱۶	-۰/۶۰۹۷	-۰/۰۷۰۳	۶/۹۲۸۳	۰/۰۸۲۹	۰/۳۰۲۵	۰/۴۷۷۷	۰/۵۶۳۸	۰/۰۰۵۴	۰	۲/۴۴۰۷	۴۱۰	-۲/۴۰۱
۱	-۱/۶۸۴۸	۰/۵۷۸۵	-۰/۶۴۰۶	۱/۷۲۸	-۰/۶۴۳۵	-۰/۰۶۳	۶/۹۰۳۸	۰/۱۰۹۵	۰/۳۸۶۸	۰/۵۵۰۷	۰/۷۰۵۶	۰/۰۰۷۴	۰	۱/۸۷۹۹	۴۰۰	-۱/۹۵۵
۱/۲۵	-۱/۳۲۲۱	۰/۹۳۱۷	-۰/۵۲۶۷	۱/۶۰۶۹	-۰/۵۸۳	-۰/۰۷۱۹	۷/۱۱۶۸	۰/۰۶۹۸	۰/۳۶۴۲	۰/۵۱۴۵	۰/۶۶۷۶	۰/۰۰۶۳	۰	۱/۲۷۸۱	۴۰۰	-۱/۴۹
۱/۵	-۱/۳۰۷۹	۰/۹۵۱۶	-۰/۴۹۳	۱/۴۹۶	-۰/۸۰۲	-۰/۰۳۸۷	۷/۷۵۲۴	۰/۱۰۳۸	۰/۴۳۸۸	۰/۵۴۹۱	۰/۶۹۸۴	۰/۰۰۶۶	۰	۰/۶۹۹۲	۴۰۰	-۱/۰۲۵
۱/۷۵	-۱/۰۲۹۳	۱/۲۷۰۸	-۰/۳۵۵۹	۱/۵۳۴۶	-۰/۵۹۳۷	-۰/۰۷۲۵	۷/۷۸۸۷	۰/۱۳۱۷	۰/۴۵۰۳	۰/۴۷۴۱	۰/۶۱۱۹	۰/۰۰۴۵	۰	۰/۲۶۶	۴۰۰	-۰/۶۶۲
۲	-۰/۹۵۲	۱/۴۰۵۶	-۰/۲۲۴۸	۱/۳۵۶۱	-۰/۶۸۲۹	-۰/۰۵۶۴	۷/۸۸۰۷	۰/۱۶۶۶	۰/۴۳۹۱	۰/۴۳۹۸	۰/۵۷۱۸	۰/۰۰۲۸	۰	-۰/۱۶۲۴	۴۰۰	-۰/۲۹۹
۳	-۰/۸۱۱۷	۱/۸۳۱	-۰/۰۴۴۱	۱/۴۷۹۹	-۰/۷۷۵۲	-۰/۰۳۰۹	۷/۹۹۶	۰/۱۷۱۷	۰/۴۶۰۳	۰/۳۵۲	۰/۴۲۳۷	۰/۰۰۱۴	۰	-۰/۴۶۰۹	۴۰۰	۰
۴	-۰/۸۸۱۳	۱/۸۵۳۳	۰/۰۷۵۸	۱/۱۸۳	-۰/۹۴۹۵	۰/۰۱۶۴	۸/۱۶۲۹	۰/۱۶۸۶	۰/۴۳۳۵	۰/۲۴۱۲	۰/۳۲۲۱	۰/۰۰۰۶	-۰/۰۰۱	-۰/۴۲۷۹	۴۰۰	۰

جدول ۷. انحرافات استاندارد و ضریب اثر تصادفی در تخمین طیف شبه‌شتاب با میرایی ۲ درصد.

T(sec)	σ_{total}	τ	ϕ_{S2S}	ϕ_{SS}	Δz_{13}
۰/۰۴	۰/۷۵۵۱	۰/۳۱۱۳	۰/۴۰۷۳	۰/۵۵۴۴	۰
۰/۰۴۲	۰/۷۶۴۴	۰/۳۰۹۶	۰/۴۱۷۷	۰/۵۶۰۳	۰
۰/۰۴۴	۰/۷۶۹۵	۰/۳۱۳۷	۰/۴۲۷۷	۰/۵۵۷۵	۰
۰/۰۴۶	۰/۷۷۱	۰/۳۲۳۷	۰/۴۲۰۲	۰/۵۵۹۵	۰
۰/۰۴۸	۰/۷۷۵۳	۰/۳۲۸۳	۰/۴۲۴۲	۰/۵۵۹۸	۰
۰/۰۵	۰/۷۸۱۱	۰/۳۲۶۰	۰/۴۲۶۵	۰/۵۶۷۴	۰
۰/۱	۰/۷۸۵۹	۰/۳۲۲۹	۰/۴۲۴۵	۰/۵۷۷۲	۰
۰/۱۵	۰/۷۷۰۶	۰/۳۱۸۴	۰/۴۶۰۸	۰/۵۲۹۲	۰
۰/۲	۰/۷۵۳۸	۰/۲۷۹۷	۰/۴۵۴۶	۰/۵۳۲۳	۰
۰/۲۵	۰/۷۲۱۸	۰/۲۵۱۷	۰/۴۳۰۶	۰/۵۲۱۷	۰
۰/۳	۰/۷۱۰۵	۰/۲۲۳۰	۰/۴۶۶۹	۰/۴۸۶۹	۰
۰/۴	۰/۶۸۷۴	۰/۲۰۴۷	۰/۳۸۹۸	۰/۵۲۷۹	۰
۰/۵	۰/۶۸۵۹	۰/۱۹۶۷	۰/۳۴۵۰	۰/۵۵۹۲	۰
۰/۷۵	۰/۷۲۱۶	۰/۲۳۷۳	۰/۴۰۰۳	۰/۵۵۱۵	۰
۱	۰/۷۳۰۷	۰/۲۶۶۸	۰/۴۲۳۶	۰/۵۳۲۳	۰
۱/۲۵	۰/۷۴۲	۰/۲۹۱۴	۰/۴۲۲۵	۰/۵۳۵۹	۰
۱/۵	۰/۷۶۹۵	۰/۳۰۵۲	۰/۴۳۸۳	۰/۵۵۳۹	۰
۱/۷۵	۰/۷۷۷۲	۰/۳۱۷۷	۰/۴۷۰۷	۰/۵۳۰۶	۰
۲	۰/۷۷۵	۰/۳۲۸۷	۰/۴۶۸۸	۰/۵۲۲۳	۰
۳	۰/۷۹۲۹	۰/۴۱۹۲	۰/۴۵۶۴	۰/۴۹۴۷	۰
۴	۰/۸۰۰۹	۰/۴۷۳۵	۰/۴۳۷۱	۰/۴۷۵۶	۰

جدول ۸. انحرافات استاندارد و ضریب اثر تصادفی در تخمین طیف شبه‌شتاب با میرایی ۱۰ درصد.

T(sec)	σ_{total}	τ	ϕ_{S2S}	ϕ_{SS}	Δz_{13}
۰/۰۴	۰/۷۱۶۴	۰/۲۷۸۳	۰/۳۸۱۶	۰/۵۳۸۶	۰
۰/۰۴۲	۰/۷۱۹۵	۰/۲۷۹۹	۰/۳۸۱۸	۰/۵۴۱۸	۰
۰/۰۴۴	۰/۷۲۲۹	۰/۲۸۲۱	۰/۳۸۳۰	۰/۵۴۴۳	۰
۰/۰۴۶	۰/۷۲۵۶	۰/۲۸۴۸	۰/۳۸۴۸	۰/۵۴۵۲	۰
۰/۰۴۸	۰/۷۲۷۸	۰/۲۸۶۸	۰/۳۸۷۰	۰/۵۴۵۶	۰
۰/۰۵	۰/۷۲۹۶	۰/۲۸۸۰	۰/۳۹۰۳	۰/۵۴۵	۰
۰/۱	۰/۷۴۴۵	۰/۲۹۸۹	۰/۴۰۷۰	۰/۵۴۷۱	۰
۰/۱۵	۰/۷۳۶۷	۰/۲۸۷۱	۰/۴۳۷۰	۰/۵۱۹	۰
۰/۲	۰/۷۱۸۲	۰/۲۵۲۴	۰/۴۳۰۲	۰/۵۱۶۸	۰
۰/۲۵	۰/۷۰۵۶	۰/۲۳۷۴	۰/۴۱۱۷	۰/۵۲۱۶	۰
۰/۳	۰/۷۶۸۶	۰/۲۱۸۸	۰/۵۲۱۰	۰/۵۲۱	۰
۰/۴	۰/۶۸۴۵	۰/۱۹۴۶	۰/۳۸۹۱	۰/۵۲۸۴	۰
۰/۵	۰/۶۸۰۵	۰/۱۸۵۷	۰/۳۶۰۷	۰/۵۴۶۳	۰
۰/۷۵	۰/۶۹۵۶	۰/۱۹۳۳	۰/۳۶۰۳	۰/۵۶۲۸	۰
۱	۰/۷۱۲۸	۰/۲۲۷۴	۰/۳۸۴۳	۰/۵۵۵۶	۰
۱/۲۵	۰/۷۲۵۸	۰/۲۶۱۴	۰/۴۰۶۷	۰/۵۴۱۳	۰
۱/۵	۰/۷۳۶۱	۰/۲۷۱۴	۰/۴۱۵۵	۰/۵۴۳۷	۰
۱/۷۵	۰/۷۴۱۶	۰/۲۸۰۰	۰/۴۲۸۶	۰/۵۳۶۵	۰
۲	۰/۷۴۱۷	۰/۲۹۶۴	۰/۴۳۲۲	۰/۵۲۴۸	۰
۳	۰/۷۵۱۹	۰/۳۷۴۵	۰/۴۲۴۹	۰/۴۹۴۶	۰
۴	۰/۷۶۲۵	۰/۴۲۵۶	۰/۴۲۲۹	۰/۴۷۰۶	۰

جدول ۹. انحرافات استاندارد و ضریب اثر تصادفی در تخمین طیف جابجایی با نسبت مقاومت به وزن ۰/۰۵.

T(sec)	σ_{total}	τ	ϕ_{S2S}	ϕ_{SS}	Δz_{13}
۰/۰۴	۱/۶۵۹۹	۰/۵۱۹۲	۰/۶۸۰۸	۱/۴۲۲	۰
۰/۰۴۲	۱/۶۳۶۸	۰/۵۱۳۷	۰/۶۸۰۸	۱/۳۹۷۱	۰
۰/۰۴۴	۱/۶۱۵۹	۰/۵۰۸۶	۰/۶۷۳۴	۱/۳۷۸	۰
۰/۰۴۶	۱/۵۹۳۴	۰/۵۰۶۸	۰/۶۶۴۳	۱/۳۵۶۸	۰
۰/۰۴۸	۱/۵۷۲۹	۰/۵۰۳۸	۰/۶۶۵۲	۱/۳۳۳۳	۰
۰/۰۵	۱/۵۵۲۸	۰/۴۹۸۴	۰/۶۶۰۹	۱/۳۱۳۸	۰
۰/۱	۱/۱۸۳۲	۰/۳۸۰۳	۰/۵۶۸۱	۰/۹۶۵۷	۰
۰/۱۵	۰/۹۹۹۹	۰/۳۱۹۰	۰/۵۸۰۰	۰/۷۴۹۴	۰
۰/۲	۰/۹۰۳۴	۰/۲۸۷۸	۰/۵۳۵۷	۰/۶۶۸۱	۰
۰/۲۵	۰/۸۲۵۱	۰/۲۶۰۸	۰/۴۶۶۳	۰/۶۲۸۷	۰
۰/۳	۰/۷۹۶۳	۰/۲۳۴۵	۰/۴۴۳۳	۰/۶۱۸۵	۰
۰/۴	۰/۷۴۹۷	۰/۱۸۹۸	۰/۳۹۲۴	۰/۶۱	۰
۰/۵	۰/۷۲۵۸	۰/۱۹۹۸	۰/۳۹۰۵	۰/۵۷۸۲	۰
۰/۷۵	۰/۷۰۸۱	۰/۱۹۱۷	۰/۳۷۵۴	۰/۵۶۹	۰
۱	۰/۷۱۵۸	۰/۲۴۵۰	۰/۴۰۵۷	۰/۵۳۶۴	۰
۱/۲۵	۰/۷۲۶۱	۰/۲۸۲۴	۰/۴۱۲۳	۰/۵۲۶۸	۰
۱/۵	۰/۷۴۶۱	۰/۲۸۷۷	۰/۴۳۰۱	۰/۵۳۷۵	۰
۱/۷۵	۰/۷۵۳۸	۰/۲۹۵۵	۰/۴۴۹۴	۰/۵۲۸۲	۰
۲	۰/۷۵۰۸	۰/۳۰۸۱	۰/۴۴۷۳	۰/۵۱۸۳	۰
۳	۰/۷۷۱۸	۰/۴۰۱۵	۰/۴۳۸۲	۰/۴۹۲۴	۰
۴	۰/۷۸۴۵	۰/۴۵۴۵	۰/۴۲۷۸	۰/۴۷۵۳	۰

جدول ۱۰. انحرافات استاندارد و ضریب اثر تصادفی در تخمین طیف جابجایی با نسبت مقاومت به وزن ۰/۰۷.

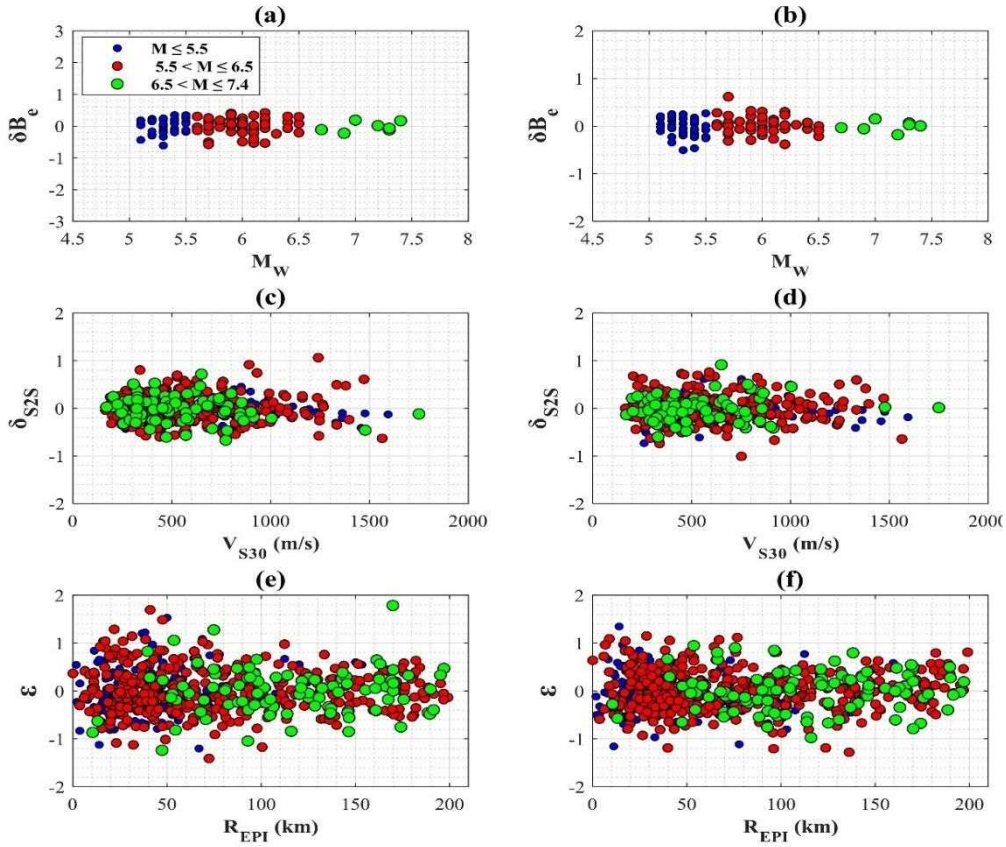
T(sec)	σ_{total}	τ	ϕ_{S2S}	ϕ_{SS}	Δz_{13}
۰/۰۴	۱/۵۲۳۴	۰/۴۸۸۳	۰/۶۵۶۴	۱/۲۸۵۱	۰
۰/۰۴۲	۱/۵۰۴۲	۰/۴۸۷۴	۰/۶۵۲۰	۱/۲۶۴۹	۰
۰/۰۴۴	۱/۴۸۳۵	۰/۴۸۵۴	۰/۶۴۷۳	۱/۲۴۳۴	۰
۰/۰۴۶	۱/۴۶۳۳	۰/۴۸۱۲	۰/۶۴۸۵	۱/۲۲۰۳	۰
۰/۰۴۸	۱/۴۴۶۶	۰/۴۷۷۰	۰/۶۵۳۴	۱/۱۹۹۳	۰
۰/۰۵	۱/۴۳۰۵	۰/۴۷۳۹	۰/۶۵۰۲	۱/۱۸۲۸	۰
۰/۱	۱/۱۰۹۷	۰/۳۷۵۲	۰/۵۴۴۱	۰/۸۹۱۴	۰
۰/۱۵	۰/۹۴۴۹	۰/۳۱۱۹	۰/۵۵۰۳	۰/۷۰۲	۰
۰/۲	۰/۸۵۷۲	۰/۲۸۱۵	۰/۵۰۸۰	۰/۶۳۰۵	۰
۰/۲۵	۰/۷۹۴۲	۰/۲۴۷۱	۰/۴۵۰۱	۰/۶۰۵۹	۰
۰/۳	۰/۷۶۳۳	۰/۲۳۰۹	۰/۴۲۳۸	۰/۵۹۱۴	۰
۰/۴	۰/۷۲۵۹	۰/۱۹۰۵	۰/۳۸۷۳	۰/۵۸۳۶	۰
۰/۵	۰/۷۰۳۲	۰/۱۹۸۲	۰/۳۶۷۳	۰/۵۶۵۹	۰
۰/۷۵	۰/۷۰۴۹	۰/۱۹۵۹	۰/۳۷۵۵	۰/۵۶۳۵	۰
۱	۰/۷۱۵	۰/۲۳۷۶	۰/۴۰۴۵	۰/۵۳۹۶	۰
۱/۲۵	۰/۷۲۸۴	۰/۲۸۲۵	۰/۴۱۵۹	۰/۵۲۷۱	۰
۱/۵	۰/۷۴۶۹	۰/۲۸۶۰	۰/۴۲۷۵	۰/۵۴۱۶	۰
۱/۷۵	۰/۷۵۶۵	۰/۲۹۷۵	۰/۴۵۰۱	۰/۵۳۰۳	۰
۲	۰/۷۵۴۹	۰/۳۱۲۶	۰/۴۴۹۷	۰/۵۱۹۶	۰
۳	۰/۷۷۴	۰/۴۰۲۰	۰/۴۴۲۱	۰/۴۹۱۹	۰
۴	۰/۷۸۵۲	۰/۴۵۴۴	۰/۴۲۹۴	۰/۴۷۵	۰

جدول ۱۱. انحرافات استاندارد و ضریب اثر تصادفی در تخمین طیف جابجایی با نسبت مقاومت به وزن ۰/۲.

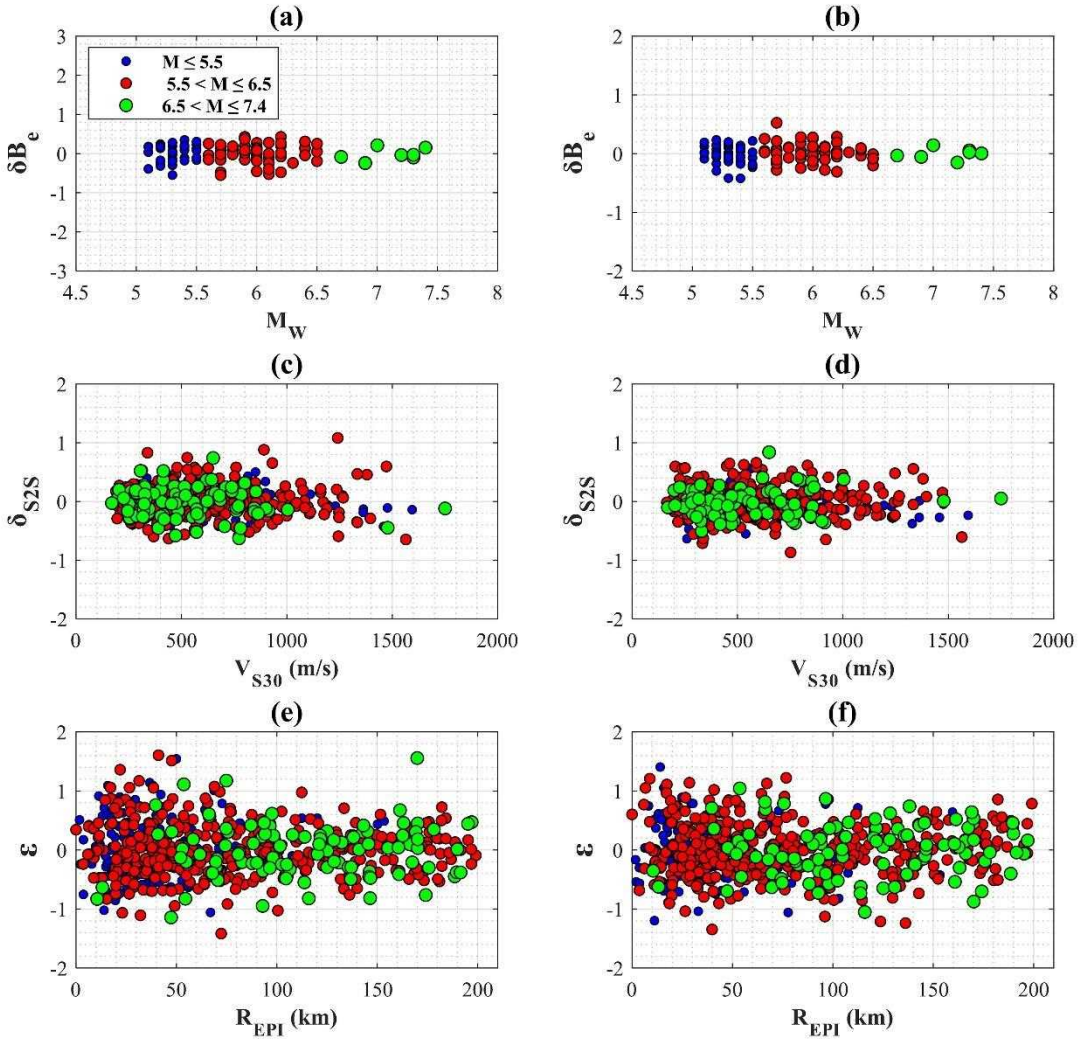
T(sec)	σ_{total}	τ	ϕ_{S2S}	ϕ_{SS}	Δz_{13}
۰/۰۴	۱/۰۶۸۹	۰/۲۶۷۵	۰/۵۸۲۱	۰/۸۵۵۶	۰
۰/۰۴۲	۱/۰۵۹۲	۰/۲۷۱۶	۰/۵۷۸۴	۰/۸۴۴۸	۰
۰/۰۴۴	۱/۰۵۱۷	۰/۲۷۶۱	۰/۵۶۷۰	۰/۸۴۱۶	۰
۰/۰۴۶	۱/۰۴۴۸	۰/۲۸۲۴	۰/۵۶۷۹	۰/۸۳۰۳	۰
۰/۰۴۸	۱/۰۴	۰/۲۸۴۹	۰/۵۸۴۶	۰/۸۱۱۶	۰
۰/۰۵	۱/۰۳۵	۰/۲۸۵۴	۰/۵۷۸۹	۰/۸۰۹۱	۰
۰/۱	۰/۸۹۳۳	۰/۲۹۸۹	۰/۴۹۴۱	۰/۶۸۱۶	۰
۰/۱۵	۰/۸۱۸	۰/۲۸۸۷	۰/۵۰۷۸	۰/۵۷۲۷	۰
۰/۲	۰/۷۶۶۸	۰/۲۴۸۴	۰/۴۶۴۵	۰/۵۵۷۳	۰
۰/۲۵	۰/۷۳۲	۰/۲۳۸۰	۰/۴۱۷۴	۰/۵۵۲۲	۰
۰/۳	۰/۷۰۹۴	۰/۲۱۰۲	۰/۴۲۰۶	۰/۵۳۱۲	۰
۰/۴	۰/۶۸۴۷	۰/۱۹۶۳	۰/۳۹۵۰	۰/۵۲۳۷	۰
۰/۵	۰/۶۸۳۲	۰/۱۸۶۳	۰/۳۵۱۴	۰/۵۵۵۵	۰
۰/۷۵	۰/۷۰۶۲	۰/۲۰۸۵	۰/۳۷۹۶	۰/۵۵۷۸	۰
۱	۰/۷۲۳۱	۰/۲۴۵۰	۰/۴۰۲۰	۰/۵۴۸۸	۰
۱/۲۵	۰/۷۳۵۱	۰/۲۷۹۵	۰/۴۱۹۵	۰/۵۳۵۱	۰
۱/۵	۰/۷۵۳۴	۰/۲۸۷۴	۰/۴۲۶۶	۰/۵۵۰۵	۰
۱/۷۵	۰/۷۵۸۴	۰/۲۹۷۹	۰/۴۴۵۷	۰/۵۳۶۴	۰
۲	۰/۷۵۶۳	۰/۳۱۳۱	۰/۴۴۶۸	۰/۵۲۳۸	۰
۳	۰/۷۷۲۷	۰/۴۰۱۶	۰/۴۴۰۹	۰/۴۹۱۳	۰
۴	۰/۷۸۵۲	۰/۴۵۴۶	۰/۴۳۰۴	۰/۴۷۴	۰

جدول ۱۲. انحرافات استاندارد و ضریب اثر تصادفی در تخمین طیف جابجایی با نسبت مقاومت به وزن ۰/۳.

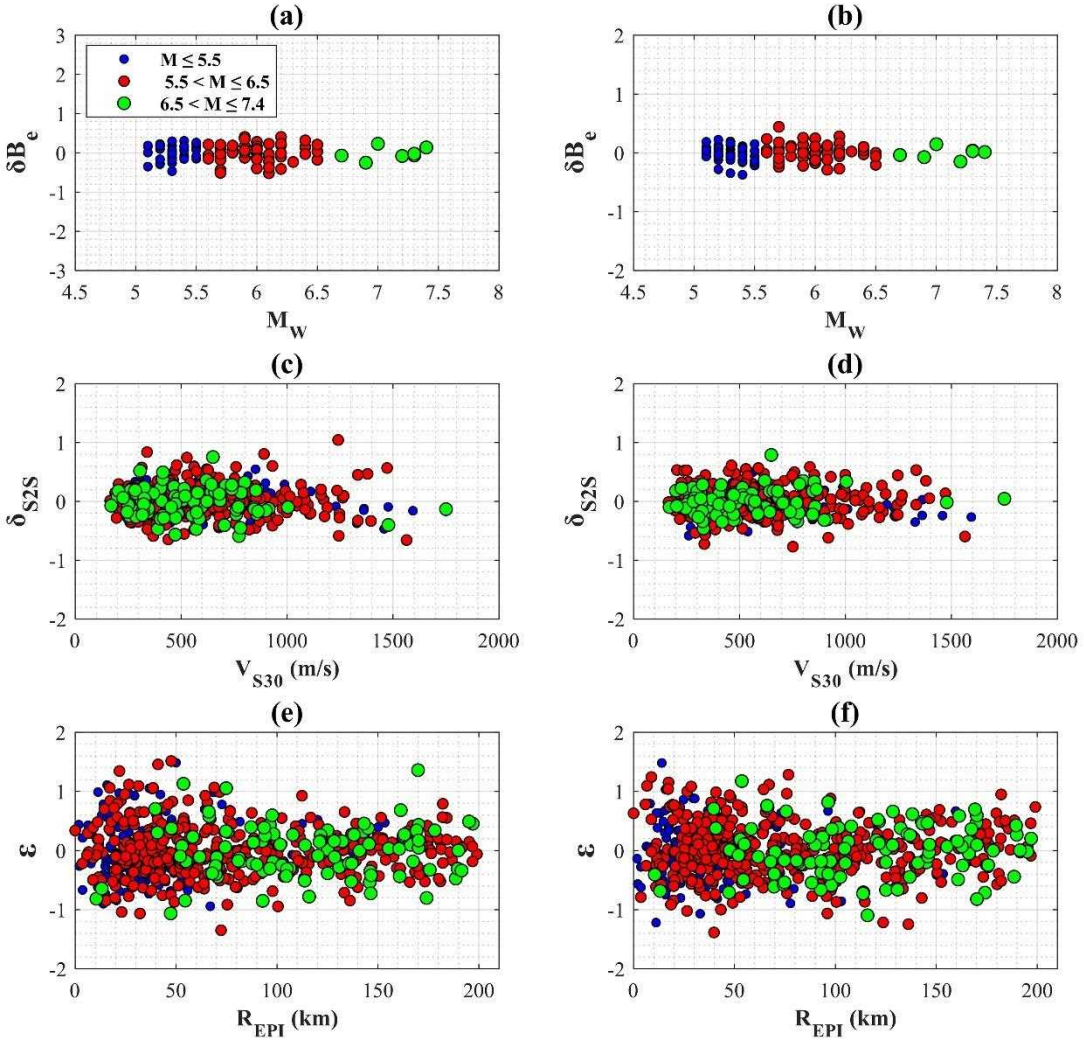
T(sec)	σ_{total}	τ	ϕ_{S2S}	ϕ_{SS}	Δz_{13}
۰/۰۴	۰/۹۷۵	۰/۲۵۹۲	۰/۵۷۱۳	۰/۷۴۶۳	۰
۰/۰۴۲	۰/۹۶۸۵	۰/۲۶۵۴	۰/۵۷۲۰	۰/۷۳۵۱	۰
۰/۰۴۴	۰/۹۶۱	۰/۲۷۲۲	۰/۵۶۴۶	۰/۷۲۸۵	۰
۰/۰۴۶	۰/۹۵۴۶	۰/۲۷۶۰	۰/۵۵۸۶	۰/۷۲۳۲	۰
۰/۰۴۸	۰/۹۵۰۳	۰/۲۷۸۹	۰/۵۶۲۵	۰/۷۱۳۳	۰
۰/۰۵	۰/۹۴۸۴	۰/۲۸۱۱	۰/۵۶۲۳	۰/۷۱۰۱	۰
۰/۱	۰/۸۴۱۶	۰/۲۹۷۲	۰/۴۷۱۳	۰/۶۳۰۸	۰
۰/۱۵	۰/۷۹۱۶	۰/۲۹۶۸	۰/۴۸۹۷	۰/۵۴۶۵	۰
۰/۲	۰/۷۵	۰/۲۵۳۵	۰/۴۵۸۹	۰/۵۳۶۳	۰
۰/۲۵	۰/۷۱۸۷	۰/۲۳۶۲	۰/۴۱۵۹	۰/۵۳۶۴	۰
۰/۳	۰/۷۰۳۶	۰/۲۱۰۵	۰/۴۱۹۹	۰/۵۲۳۹	۰
۰/۴	۰/۶۸۵۴	۰/۱۹۵۳	۰/۳۸۵۲	۰/۵۳۲۲	۰
۰/۵	۰/۶۸۲۲	۰/۱۹۰۶	۰/۳۴۹۹	۰/۵۵۳۷	۰
۰/۷۵	۰/۷۰۳۸	۰/۲۱۳۵	۰/۳۸۱۱	۰/۵۵۱۸	۰
۱	۰/۷۲۱۹	۰/۲۴۴۴	۰/۴۰۰۹	۰/۵۴۸۳	۰
۱/۲۵	۰/۷۳۴۷	۰/۲۷۹۷	۰/۴۱۹۳	۰/۵۳۴۶	۰
۱/۵	۰/۷۵۱۴	۰/۲۸۶۳	۰/۴۲۴۱	۰/۵۵۰۲	۰
۱/۷۵	۰/۷۵۷۲	۰/۲۹۸۴	۰/۴۴۴۹	۰/۵۳۵۲	۰
۲	۰/۷۵۶	۰/۳۱۳۱	۰/۴۴۶۷	۰/۵۲۳۴	۰
۳	۰/۷۷۳۵	۰/۴۰۱۵	۰/۴۴۲۲	۰/۴۹۱۵	۰
۴	۰/۷۸۵۶	۰/۴۵۴۲	۰/۴۳۱۰	۰/۴۷۴۴	۰



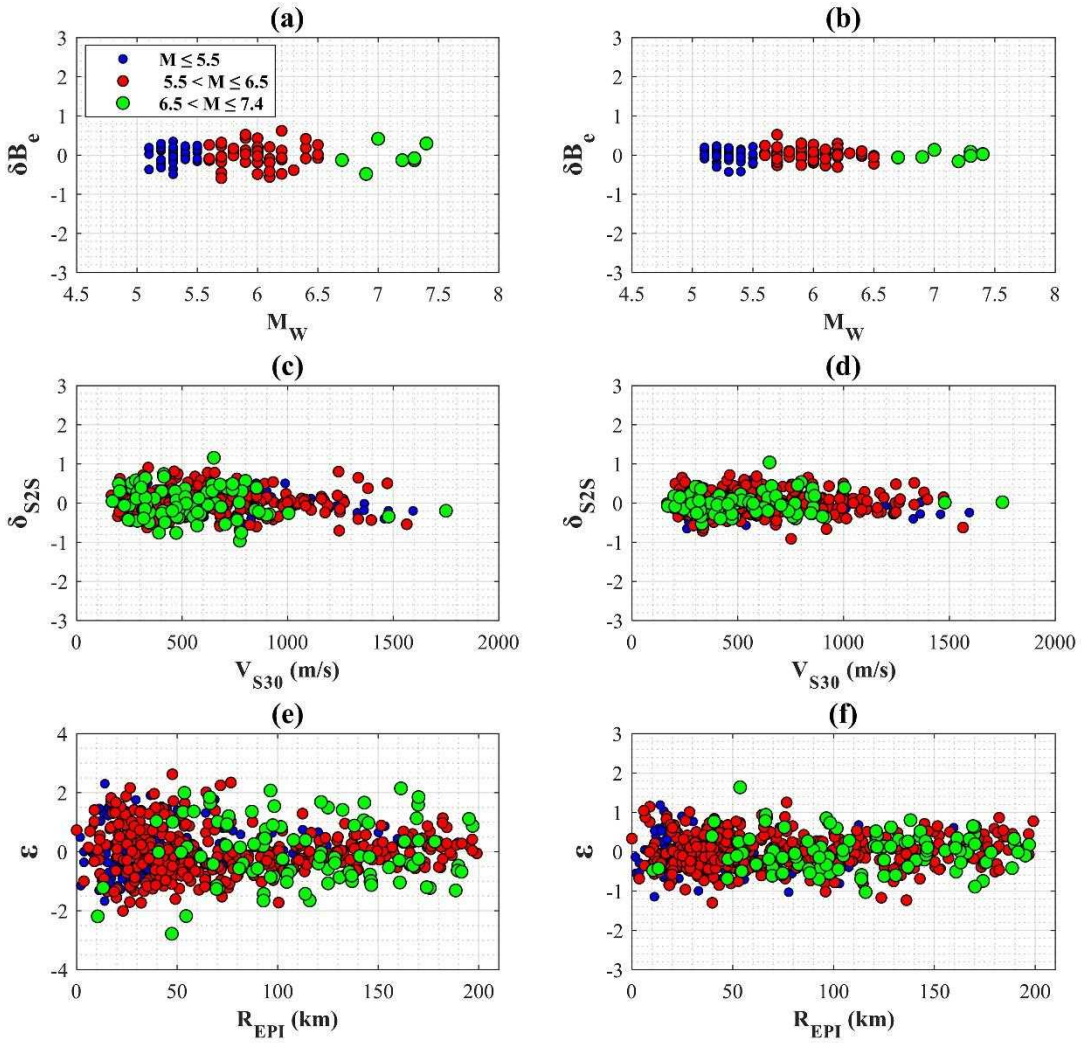
شکل۱. توزیع باقیمانده‌های میان‌رویدادی، ایستگاه به ایستگاه و رویداد-ایستگاه تصحیح‌شده مدل پیشنهادی به‌ترتیب در مقابل بزرگا، V_{S30} و فاصله رومرکزی برای مقادیر طیفی شبه‌شتاب ۲ درصد میرایی در دوره تناوب ۰/۱ (به‌ترتیب (a)، (c) و (e)) و دوره تناوب ۱ ثانیه (به‌ترتیب (b)، (d) و (f)). باقیمانده‌ها در واحد لگاریتمی هستند و رنگ و اندازه نقاط بیانگر بزرگی آنهاست.



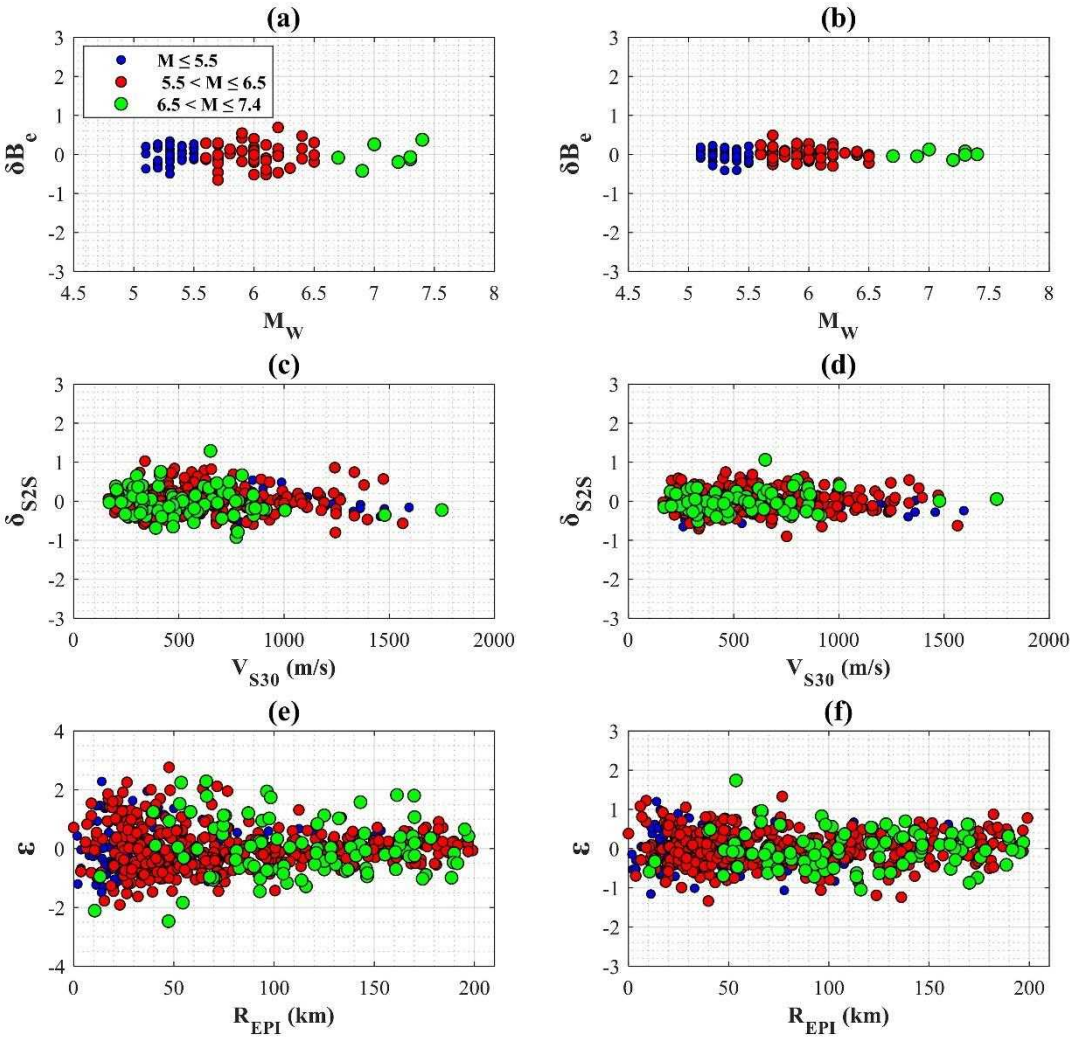
شکل ۲. توزیع باقیمانده‌های میان‌رویدادی، ایستگاه به ایستگاه و رویداد-ایستگاه تصحیح‌شده مدل پیشنهادی به‌ترتیب در مقابل بزرگا، V_{S30} و فاصله رومرکزی برای مقادیر طیفی شبه‌شتاب ۵ درصد میرایی در دوره تناوب ۰/۱ (به‌ترتیب (a)، (c) و (e)) و دوره تناوب ۱ ثانیه (به‌ترتیب (b)، (d) و (f)). باقیمانده‌ها در واحد لگاریتمی هستند و رنگ و اندازه نقاط بیانگر بزرگی بزرگای آنهاست.



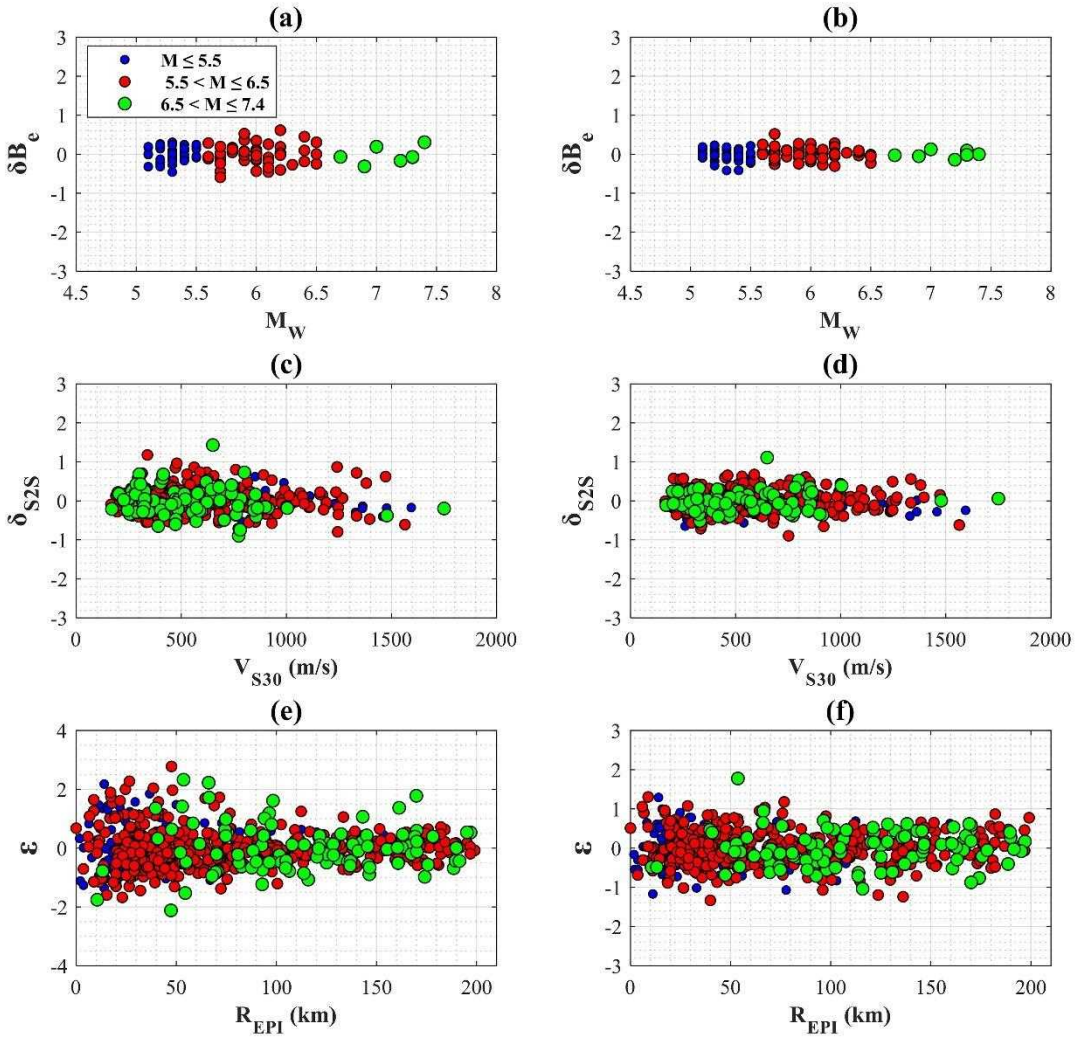
شکل ۳. توزیع باقیمانده‌های میان‌رویدادی، ایستگاه به ایستگاه و رویداد-ایستگاه تصحیح‌شده مدل پیشنهادی به‌ترتیب در مقابل بزرگا، V_{S30} و فاصله رومرکزی برای مقادیر طیفی شبه‌شتاب ۱۰ درصد میرایی در دوره تناوب ۰/۱ (به‌ترتیب (a)، (c) و (e)) و دوره تناوب ۱ ثانیه (به‌ترتیب (b)، (d) و (f)). باقیمانده‌ها در واحد لگاریتمی هستند و رنگ و اندازه نقاط بیانگر بزرگی بزرگای آنهاست.



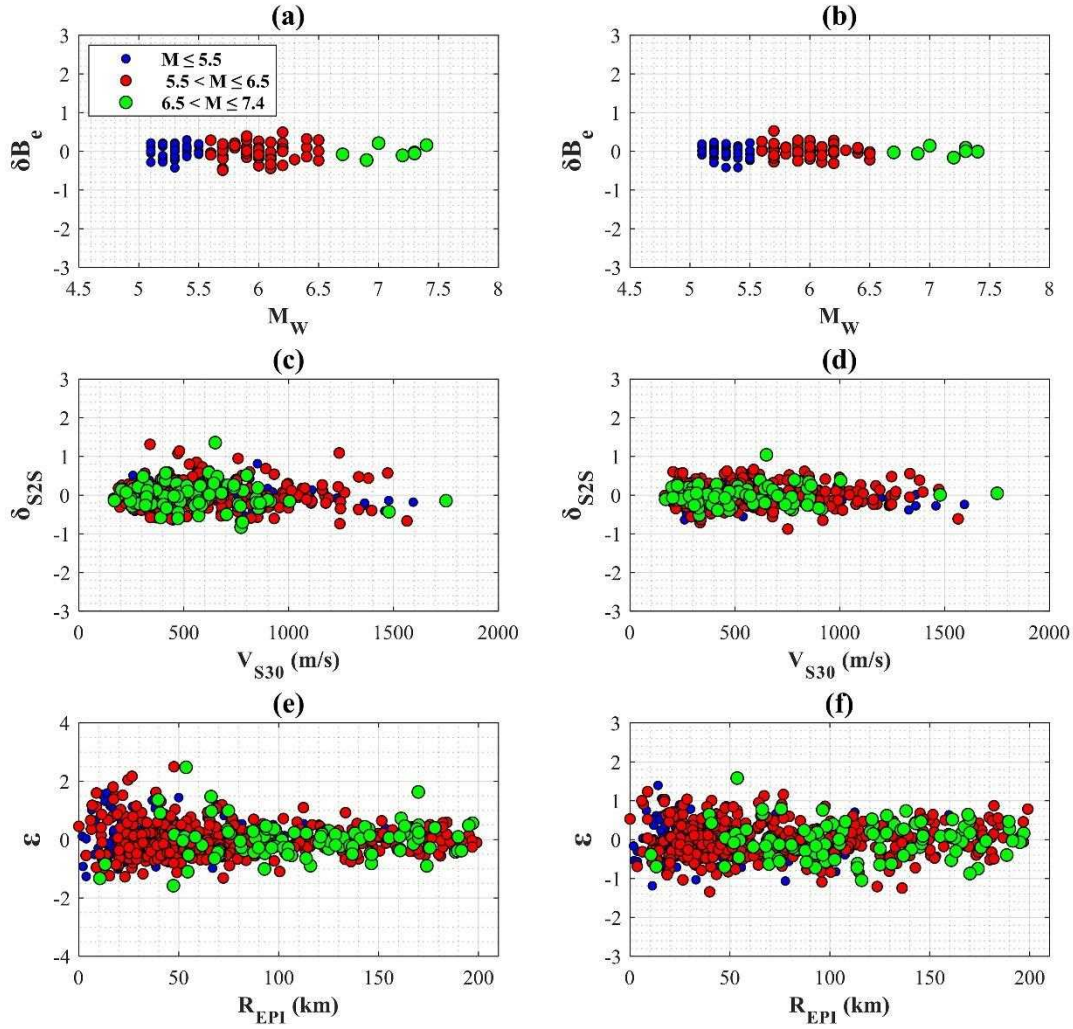
شکل ۴. توزیع باقیمانده‌های میان‌رویدادی، ایستگاه به ایستگاه و رویداد-ایستگاه تصحیح‌شده مدل پیشنهادی به‌ترتیب در مقابل بزرگا، V_{S30} و فاصله رومرکزی برای مقادیر طیفی جابجایی با نسبت مقاومت به وزن ۰/۰۵ در دوره تناوب ۰/۱ (به‌ترتیب (a)، (c) و (e)) و دوره تناوب ۱ ثانیه (به‌ترتیب (b)، (d) و (f)). باقیمانده‌ها در واحد لگاریتمی هستند و رنگ و اندازه نقاط بیانگر بزرگی بزرگای آنهاست.



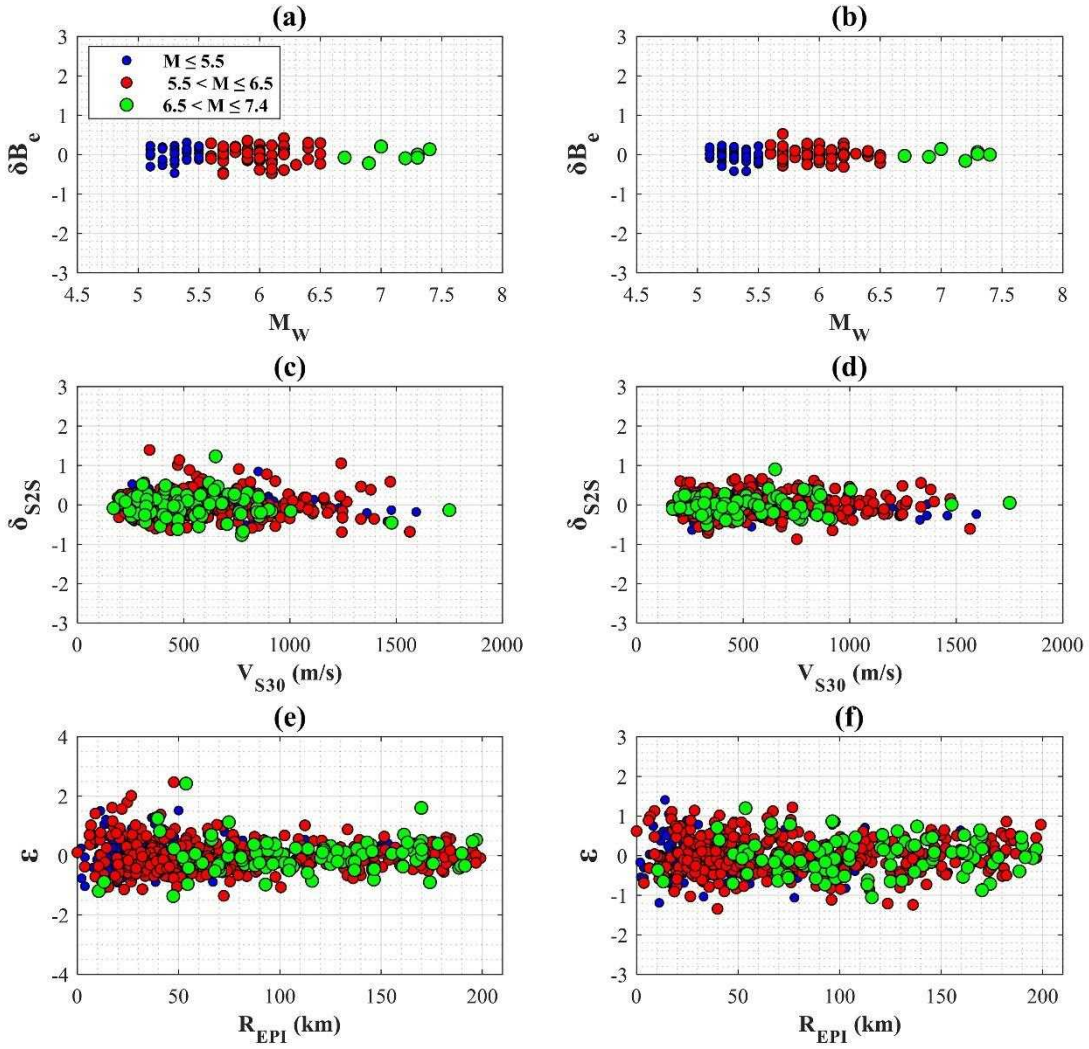
شکل ۵. توزیع باقیمانده‌های میان‌رویدادی، ایستگاه به ایستگاه و رویداد-ایستگاه تصحیح‌شده مدل پیشنهادی به‌ترتیب در مقابل بزرگا، V_{S30} و فاصله رومرکزی برای مقادیر طیفی جابجایی با نسبت مقاومت به وزن ۰/۰۷ در دوره تناوب ۰/۱ (به‌ترتیب (a)، (c) و (e)) و دوره تناوب ۱ ثانیه (به‌ترتیب (b)، (d) و (f)). باقیمانده‌ها در واحد لگاریتمی هستند و رنگ و اندازه نقاط بیانگر بزرگی بزرگای آنهاست.



شکل۶. توزیع باقیمانده‌های میان‌رویدادی، ایستگاه به ایستگاه و رویداد-ایستگاه تصحیح‌شده مدل پیشنهادی به‌ترتیب در مقابل بزرگا، V_{S30} و فاصله رومرکزی برای مقادیر طیفی جابجایی با نسبت مقاومت به وزن ۰/۱ در دوره تناوب ۰/۱ (به‌ترتیب (a)، (c) و (e)) و دوره تناوب ۱ ثانیه (به‌ترتیب (b)، (d) و (f)). باقیمانده‌ها در واحد لگاریتمی هستند و رنگ و اندازه نقاط بیانگر بزرگی بزرگای آنهاست.



شکل ۷. توزیع باقیمانده‌های میان‌رویدادی، ایستگاه به ایستگاه و رویداد-ایستگاه تصحیح‌شده مدل پیشنهادی به‌ترتیب در مقابل بزرگا، V_{S30} و فاصله رومرکزی برای مقادیر طیفی جابجایی با نسبت مقاومت به وزن ۰/۲ در دوره تناوب ۰/۱ (به‌ترتیب (a)، (c) و (e)) و دوره تناوب ۱ ثانیه (به‌ترتیب (b)، (d) و (f)). باقیمانده‌ها در واحد لگاریتمی هستند و رنگ و اندازه نقاط بیانگر بزرگی بزرگای آنهاست.



شکل۸. توزیع باقیمانده‌های میان‌رویدادی، ایستگاه به ایستگاه و رویداد-ایستگاه تصحیح‌شده مدل پیشنهادی به‌ترتیب در مقابل بزرگا، V_{S30} و فاصله رومرکزی برای مقادیر طیفی جابجایی با نسبت مقاومت به وزن ۰/۳ در دوره تناوب ۰/۱ (به‌ترتیب (a)، (c) و (e)) و دوره تناوب ۱ ثانیه (به‌ترتیب (b)، (d) و (f)). باقیمانده‌ها در واحد لگاریتمی هستند و رنگ و اندازه نقاط بیانگر بزرگی بزرگای آنهاست.

مهندسی عمران شریف، (پاییز ۱۴۰۳)
دوره‌ی ۴۰، شماره‌ی ۳، صص. ۷۳-۸۳، (پژوهشی)

Original Article

بررسی اثر عمق مدفون و قطر تک‌شمع در عملکرد لرزه‌یی توربین بادی فراساحلی با انجام مدل‌سازی فیزیکی

علیرضا باطنی (کارشناس ارشد)
مجید مرادی* (دانشیار)
دانشکده مهندسی عمران، دانشکدگان فنی، دانشگاه تهران، تهران، ایران

در دهه‌های اخیر، به استفاده از انرژی تجدیدپذیر باد به وسیله‌ی توربین‌های بادی فراساحلی توجه بسیاری صورت گرفته و گسترش استفاده از آن‌ها، سبب نصب توربین‌های بادی فراساحلی در مناطق لرزه‌خیز نیز شده است. اغلب برای پی توربین‌های بادی فراساحلی، که در محیط دریا در معرض بارهای سیکلیک، مانند: باد، موج، و جریان‌های دریایی قرار دارند، از مونوپایل استفاده می‌شود. در پژوهش حاضر، با انجام ۶ آزمایش در محیط **1g** به بررسی اثر عمق مدفون، قطر، و خشک و اشباع‌بودن خاک در عملکرد لرزه‌یی مونوپایل پرداخته شده است. یافته‌ها نشان داده‌اند که قرارگیری مونوپایل در محیط اشباع نسبت به محیط خشکی، سبب تضعیف عملکرد لرزه‌یی می‌شود و افزایش عمق مدفون نیز در ابتدا تا طولی مشخص، سبب بهبود و در طول‌های بیشتر از آن، سبب تضعیف عملکرد لرزه‌یی می‌شود. همچنین افزایش ۵۷ درصدی قطر مونوپایل سبب افزایش ۲۴ درصدی شتاب روسازه و افزایش ۴۰ درصدی جابجایی ماندگار شده است، که نشان‌دهنده‌ی تضعیف عملکرد لرزه‌یی است.

واژگان کلیدی: مونوپایل، توربین‌های بادی فراساحلی، مدل‌سازی فیزیکی، عملکرد لرزه‌یی.

alireza.bateni@ut.ac.ir
mmoradi@ut.ac.ir

۱. مقدمه

با توجه به گرم‌شدن کره‌ی زمین و آلودگی‌های ایجادشده توسط سوخت‌های فسیلی، در بیشتر کشورهای دنیا به استفاده از انرژی‌های تجدیدپذیر توجه شده است. باد، یکی از مهم‌ترین انرژی‌های تجدیدپذیر[۱] است، که در تمام نقاط جهان امکان بهره‌مندی از آن وجود دارد. استفاده از انرژی باد در دهه‌های گذشته به‌طور قابل‌توجهی افزایش یافته است. گسترش استفاده از توربین‌های بادی فراساحلی (OWT)[۲] در سال‌های اخیر نیز یکی از دلایل افزایش تولید انرژی باد بوده است. اروپا در سال ۲۰۱۹، ۳۶۲۳ مگاوات به ظرفیت تولید انرژی خود از توربین‌های بادی فراساحلی افزوده است. این افزایش ظرفیت مربوط به ۵۰۲ توربین بادی فراساحلی است، که در سال ۲۰۱۹، در ۱۰ مزرعه‌ی بادی نصب شده‌اند. در پایان همان سال، مجموع ظرفیت توربین‌های بادی فراساحلی اروپا به ۲۲۰۷۲ مگاوات رسیده است، که این مقدار مربوط به ۵۰۴۷ توربین بادی فراساحلی نصب‌شده در ۱۲ کشور است. در شکل ۱، مقدار ظرفیت افزایش‌یافته و تجمعی از سال‌های ۲۰۰۹ تا ۲۰۱۹ نشان داده شده است (EWEA، ۲۰۱۹).[۱]

انتظار می‌رفت که در سال‌های ۲۰۲۰ و ۲۰۲۱ افزایش سرعت نصب توربین‌های بادی فراساحلی در اروپا مشهود باشد، ولی با توجه به همه‌گیری بیماری کووید ۱۹ و محدودیت‌های ایجادشده در حمل و نقل و فعالیت‌های گروهی افراد، مقدار ظرفیت افزوده‌شده در سال ۲۰۲۱ در اروپا به ۳۳۰۰ مگاوات محدود شد و پیش‌بینی می‌شود با مرتفع‌شدن مشکلات مربوط به بیماری کووید ۱۹ در سال‌های ۲۰۲۲ تا ۲۰۲۶، مقدار ۲۷۹۰۰ مگاوات (۵۶۰۰ مگاوات در هر سال) افزایش ظرفیت حاصل شود (Wind Europe، ۲۰۲۱).[۲]

در میان فونداسیون توربین‌های بادی فراساحلی، مونوپایل با ۸۱٪ ، بیشترین استفاده را در اروپا داشته است (EWEA، ۲۰۱۹).[۱] میزان استفاده از هر فونداسیون در شکل ۲ مشاهده می‌شود.

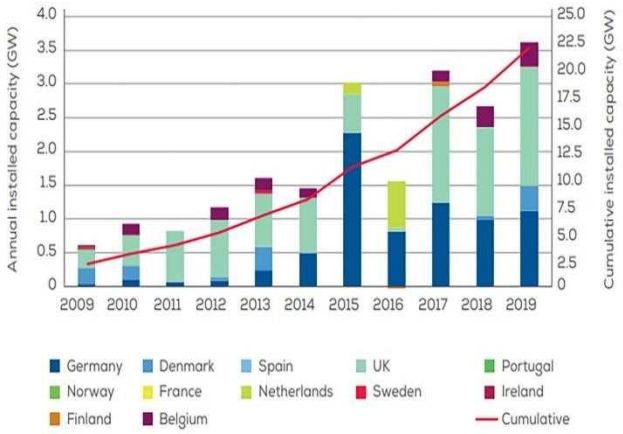
* نویسنده مسئول

تاریخ‌دریافت: ۱۴۰۲/۰۷/۱۲، تاریخ‌اصلاحیه: ۱۴۰۲/۰۸/۲۶، تاریخ پذیرش: ۱۴۰۲/۰۹/۲۷.

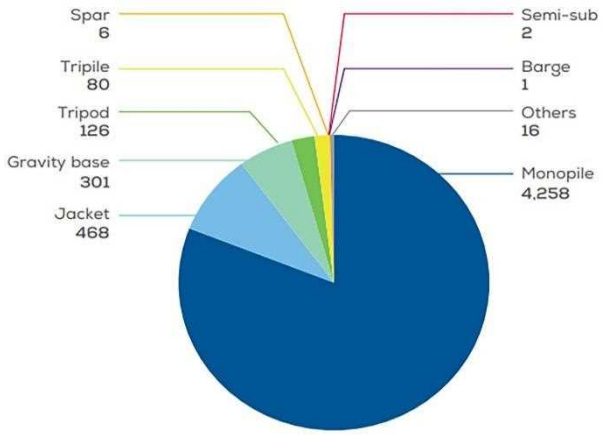
استناد به این مقاله:
باطنی، علیرضا و مرادی، مجید. ۱۴۰۳. بررسی اثر عمق مدفون و قطر تک‌شمع در عملکرد لرزه‌ای توربین بادی فراساحلی با انجام مدل‌سازی فیزیکی، مهندسی عمران شریف، ۴۰(۳)، صص۷۳-۸۳ . DOI: 10.24200/j30.2023.63213.3262

[۱] Renewable Energy

[۲] Offshore Wind Turbines



شکل ۱. ظرفیت سالانه (محور چپ) و تجمعی (محور راست) توربین‌های بادی فراساحلی نصب‌شده توسط کشورهای اروپایی (EWEA، ۲۰۱۹)[۱].

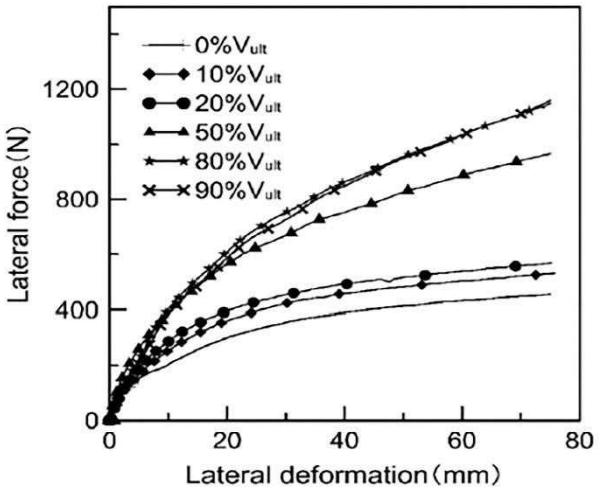


شکل ۲. درصد استفاده از هر فونداسیون در توربین‌های بادی فراساحلی اروپا (EWEA، ۲۰۱۹)[۱].

مونوپایل‌ها، شمع‌های لوله‌یی با قطر زیاد از جنس فولاد هستند، که تحت بارگذاری جانبی به‌صورت صلب رفتار می‌کنند.[۳] در مونوپایل‌ها معمولاً نسبت عمق مدفون به قطر در حدود ۲ الی ۶ $(L/D = ۲ \sim ۶)$ و نسبت طول آزاد به قطر در حدود ۵ الی ۱۵ $(e/D = ۵\sim۱۵)$ است.[۴]

با تقاضای رو به رشد برای استفاده از توربین‌های بادی فراساحلی، نصب توربین‌ها در مناطق با شرایط زمین‌شناسی و ژئوتکنیکی نامساعد و دارای عمق آب زیاد افزایش یافته است. استانداردهای فعلی و دستورالعمل‌های طراحی به این موضوع اشاره دارند که مقاومت توربین‌های بادی فراساحلی در برابر زلزله برای مناطق لرزه‌خیز باید کنترل شود، ولی تجربه در این زمینه محدود است و با توجه به افزایش ابعاد آن‌ها در سال‌های اخیر موارد موجود در ادبیات فنی، نتایج دقیقی برای توربین‌های امروزی ارائه نمی‌دهند.[۵]

به‌دلیل هزینه‌ی بالای آزمایش‌های بزرگ‌مقیاس، در پژوهش حاضر رفتار لرزه یی مونوپایل‌هایی که به عنوان فونداسیون توربین‌های بادی فراساحلی استفاده



شکل ۳. باربری جانبی مونوپایل بر حسب جابجایی بالای آن تحت بارهای قائم متغیر (مو و همکاران، ۲۰۱۸).[۶]

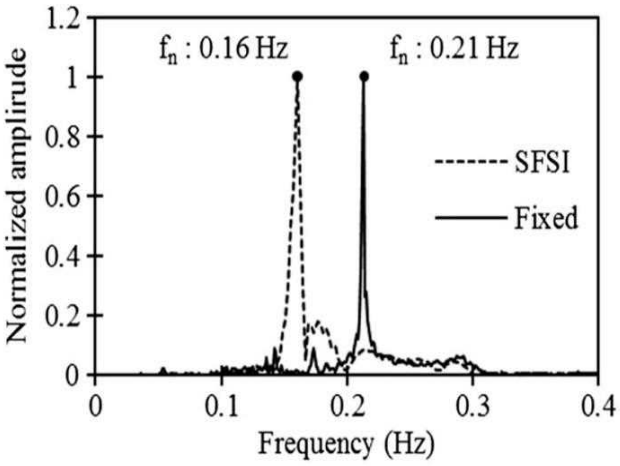
می‌شوند، تحت اثر تغییرات قطر و طول آن‌ها در خاک ماسه‌یی به‌کمک مدل‌سازی فیزیکی میزلرزه بررسی شده است. در نوشتار حاضر، نتایج مربوط به ۶ آزمایش ارائه و در رابطه با رفتار لرزه‌یی مونوپایل‌ها بحث شده است.

۲. پیشینه‌ی پژوهش

در سال‌های اخیر، پژوهش‌های مختلفی در رابطه با پی توربین‌های بادی فراساحلی انجام شده است، که در ادامه به تعدادی از موارد مذکور، که مرتبط با موضوع نوشتار حاضر است، اشاره شده است. مو[۱] و همکاران (۲۰۱۸)،[۶] در پژوهشی به رفتار مونوپایل‌ها در خاک ماسه‌یی تحت اثر هم‌زمان بار قائم و جانبی پرداختند. ایشان رفتار یک مدل از مونوپایلی به قطر ۶ متر را تحت اثر بار قائم به مقدار ۰ تا ۰/۹ ظرفیت باربری نهایی قائم (V_{ult}) آن مطالعه کردند. همان‌طور که در شکل ۳ مشاهده می‌شود، نتایج پژوهش اخیر، افزایش ظرفیت باربری جانبی تحت اثر بار قائم را تأیید کرده است. یو[۲] و همکاران (۲۰۱۵)،[۷] تعدادی آزمایش برای مدل‌سازی شرایط لرزه‌یی توربین‌های بادی به همراه زیرسازه‌ی آن در دستگاه سانتریفیوژ و در شتاب ۵۰g انجام دادند و دو زیرسازه‌ی پی وزنی و مونوپایل متکی بر بستر را مطالعه کردند. نتایج ایشان نشان داده است که زیرسازه‌ی وزنی به‌علت وزن زیاد متمرکز در پایین سازه و سطح تماس بزرگ‌تر با خاک، مقاومت لرزه‌یی بهتری دارد، ولی نشست سازه‌ی متکی بر پی وزنی در اثر بار لرزه‌یی بیشتر بوده است. مشکل اصلی پژوهش اخیر آن است که در بیشتر مدل‌سازی‌ها، مونوپایل از نوع اتکایی در نظر گرفته شده است. در شرایط فراساحلی به‌ندرت این شرایط پیش می‌آید و معمولاً مونوپایل‌ها اتکایی نیستند.

سئونگ[۳] و همکاران (۲۰۱۷)،[۸] پژوهشی را برای تخمین بسامد طبیعی توربین‌های بادی فراساحلی انجام دادند؛ که در آن، تفاوت بسامد طبیعی ۹

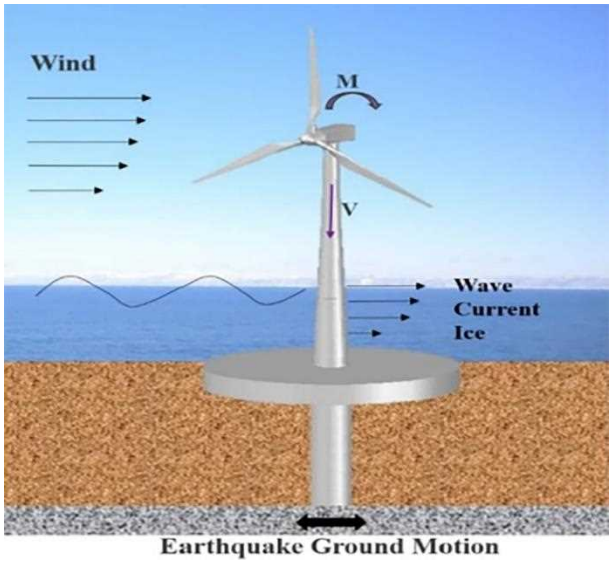
[۱] Mu
[۲] Yu
[۳] Seong



شکل ۴. پاسخ بسامدی نرمال‌شده‌ی سیستم‌های با تکیه‌گاه صلب و با اندرکنش خاک و زیرسازه (سئونگ و همکاران، ۲۰۱۷).[۸]

مدل توربین بادی در حالتی که تکیه‌گاه صلب[۱] داشتند و حالتی که اندرکنش خاک و زیرسازه وجود داشت، با هم مقایسه شده است. نتایج پژوهش اخیر نشان داده است که بسامد طبیعی سیستم در شرایط وجود اندرکنش خاک و سازه به میزان قابل توجهی (حدود ۲۵٪) کاهش یافته است (شکل ۴). همچنین سئونگ و کیم (۲۰۱۹)،[۹] رفتار توربین بادی فراساحلی متکی بر مونوپایل، مونوپاد، و تریپاد را بررسی کردند و دریافتند که روش‌های متداول طراحی لرزه‌یی در تخمین شتاب بیشینه‌ی روسازه نسبت به مقادیر اندازه‌گیری‌شده (در هر سه نوع زیرسازه)، تخمینی دست‌پایین ارائه می‌کند. مسئله‌ی اخیر نشان می‌دهد روش‌های متداول کنونی ممکن است منجر به طراحی‌های غیرایمن در طراحی لرزه‌یی سازه‌ی توربین‌های بادی فراساحلی شوند.

لبلانک[۲] و همکاران (۲۰۱۰)،[۱۰] با انجام آزمایش‌هایی که بر روی شمع‌های با نسبت لاغری ۴/۵ در خاک‌های ماسه‌یی شُل و دارای تراکم متوسط و غیراشباع انجام داده‌اند، در هر آزمایش شمع‌های مذکور را در معرض ۸۰۰۰ تا ۶۰۰۰۰ سیکل بارگذاری قرار دادند. در بارگذاری‌های سیکلیک، در هنگام آزمایش با افزایش سیکل‌های بارگذاری، افزایش قابل‌توجهی در چرخش تجمعی[۳] شمع‌ها مشاهده شده است، که افزایش سختی خاک را نیز به‌همراه داشته است. نتایج پژوهش لبلانک با پژوهش‌های لانگ و ونست[۴] (۱۹۹۴)،[۱۱] و اکموس[۵] و همکاران (۲۰۰۹)،[۱۲] در تناقض بوده است، زیرا در پژوهش‌های آن‌ها، نمودارهای بار- جابجایی در حالت سیکلیک کاهش پیدا کرده است. در سال‌های اخیر، وانگ[۶] و همکاران (۲۰۱۹)،[۱۳] با ترکیب پی سطحی و پی عمیق، یک پی جدید برای توربین‌های بادی فراساحلی پیشنهاد کرده و در نوشتارهای مختلف به بررسی عملکرد آن پرداخته‌اند. ایشان پی پیشنهادی خود را با عنوان مونوپایل ترکیبی[۷] ارائه داده‌اند (مطابق شکل ۵). در پژوهش مذکور، مدل‌سازی فیزیکی مونوپایل ترکیبی تحت اثر بارگذاری لرزه‌یی در



شکل ۵. تصویر شماتیک توربین بادی فراساحلی متکی.

دستگاه سانتریفیوژ نیز انجام شده و اهم نتایج به‌دست‌آمده به این شرح بوده است:

- تغییرمکان جانبی و دوران مونوپایل ترکیبی تحت اثر بارگذاری لرزه‌یی نسبت به مونوپایل معمولی به میزان قابل توجهی کمتر بوده است.

- نشست سطح زمین در مونوپایل ترکیبی بسیار بیشتر از آزمایش‌های زمین آزاد بوده است؛ که دلیل آن، ایجاد فشار آب حفره‌یی اضافی و تأثیر وزن مونوپایل ترکیبی بوده است.

- ماسه‌ی خشک نسبت به ماسه‌ی اشباع، مقاومت بیشتری در شرایط لرزه‌یی داشته است.

- تغییرمکان جانبی و نشست سطح زمین در آزمایش‌های خاک اشباع بیشتر از آزمایش‌های خاک خشک بوده است؛ که دلیل آن ایجاد اضافه فشار آب حفره‌یی بوده است. خاک اطراف مونوپایل در شرایط لرزه‌یی روانگرا شده است، ولی خاک اطراف مونوپایل ترکیبی به‌علت افزایش تنش همه‌جانبه روانگرا نشده است.

بر مونوپایل ترکیبی تحت تأثیر بارهای محیطی (وانگ و همکاران، ۲۰۱۹).[۱۳]

همچنین وانگ و همکاران (۲۰۲۰)،[۱۴] رفتار چند نوع پی مربوط به توربین‌های بادی فراساحلی را بررسی کرده‌اند، که شامل: ۱) مونوپایل، ۲) ترکیب مونوپایل و حلقه‌ی فولادی، ۳) ترکیب مونوپایل و حلقه‌ی شنی، ۴) حلقه فولادی و ۵)عملکرد پی ترکیبی با حلقه‌ی فولادی نسبت به سایر پی‌ها بسیار بهتر بوده است. تحقیقات لو[۸] (۲۰۱۵)،[۱۵] بر روی مونوپایل‌های با قطرهای متفاوت در خاک رسی در دستگاه سانتریفیوژ، این نتایج را به همراه داشته است:

---

۱ Fixed-based
۲ LeBlanc
۳ Cumulative Rotation
۴ Long & Vanneste
۵ Achmus
۶ Wang
۷ Hybrid Monopile
۸ Lau

- با توجه به منحنی‌های لنگر بر حسب عمق مونوپایل، دوران مونوپایل حول نقطه‌یی در عمق حدود ۷۳٪ طول فرورفت آن اتفاق افتاده است. این عمق در مونوپایل‌های با قطر بزرگ‌تر، بیشتر از مونوپایل‌های با قطر کوچک‌تر بوده است.

- در اثر بارگذاری سیکلیک، دو رژیم در مورد سختی مونوپایل‌ها مشاهده شد. با توجه به پارامترهای خاک رسی و شرایط بارگذاری در بیشتر حالت‌ها با افزایش تعداد سیکل، سختی افزایش یافته است. اما در برخی حالت‌ها، نرخ کاهشی سختی نیز مشاهده شده است.

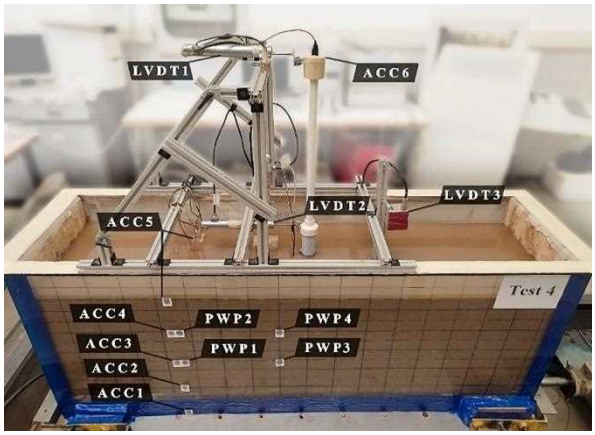
با جمع‌بندی پژوهش‌های انجام‌شده در این زمینه که در بخش حاضر معرفی شد، می‌توان نتیجه گرفت که بیشتر مطالعات صورت‌گرفته در مورد رفتار لرزه‌یی توربین‌های بادی فراساحلی تا به امروز بر روی بخش فوقانی آن‌ها انجام شده است. در صورتی که اندرکنش خاک و سازه، نقش مهمی را در رفتار لرزه‌یی توربین‌های بادی ایفا می‌کند.[۱۶] در رابطه با توربین‌های بادی شایان ذکر است که طراحی آن‌ها براساس توربین‌های خشکی صورت می‌گیرد، در صورتی که با توجه به شرایط اشباع و احتمال ایجاد روانگرایی، تفاوت زیادی در این دو مورد وجود دارد. مشخصات زیرسازه، از جمله: شکل، اندازه و وزن آن تأثیر قابل‌توجهی در رفتار لرزه‌یی کل سازه دارد.[۱۷] همچنین در توربین‌های نسل جدید از یک طرف به‌دلیل افزایش اندازه‌ی توربین و وزن آن و از طرف دیگر، به‌دلیل طراحی اقتصادی و کاهش وزن سازه، لاغری سازه و در نتیجه حساسیت آن به مسائل لرزه‌یی افزایش خواهد یافت.[۱۸]

۳. مدل‌سازی

۱.۳. طراحی مدل

در پژوهش حاضر، با توجه به بررسی اثر طول و قطر مونوپایل در رفتار لرزه‌یی آن، یک مدل مونوپایل مبنا با نسبت عمق مدفون به قطر ۷/۵ $(L/D = ۷/۵)$ انتخاب شده است. در هر یک از آزمایش‌ها، ۱۱ لایه‌ی خاک در لایه‌های ۵ سانتی‌متری ریخته شده و تا رسیدن به تراکم ۶۰٪ متراکم شده‌اند. پس از اتمام ساخت نمونه‌ی خاک، مونوپایل مدل به‌صورت قائم تا عمق مدفون موردنظر در خاک کوبیده شده است. پس از کوبش مونوپایل، به نمونه گاز دی‌اکسیدکربن $(CO_۲)$ تزریق شد تا جایگزین هوا در خلل و فرج خاک شود. به دلیل اینکه گاز $(CO_۲)$ نسبت به هوا قدرت انحلال بیشتری در آب دارد، در هنگام اشباع‌شدن نمونه با آب، اگر در قسمتی از نمونه، گاز $(CO_۲)$ باقی بماند، به راحتی در آب حل و نمونه به حالت اشباع کامل نزدیک‌تر می‌شود. سپس نمونه به‌تدریج و از پایین به بالا با آب اشباع شده و ورود آب به نمونه تا زمانی‌که ۱۰ سانتی‌متر آب روی سطح خاک قرار گیرد، ادامه یافته است. در این مرحله، بارگذاری‌های موردنظر به نمونه اعمال شده‌اند. در شکل ۶ ، مدل‌سازی انجام‌شده در آزمایش‌های پژوهش حاضر مشاهده می‌شود.

در مدل‌های میزلرزه برای بررسی رفتار یک پدیده، مدل را از لحاظ هندسی کوچک‌تر از سازه‌های واقعی می‌سازند. اگر ضریب تشابه هندسی λ نامیده شود، در این صورت برای کلیه‌ی ابعاد موجود بین مدل آزمایشگاهی و واقعی، رابطه‌ی ۱ برقرار است:



شکل ۶. مدل‌سازی انجام‌شده در آزمایش‌ها.

جدول ۱. روابط مقیاس پارامترهای بین مدل و پروتوتایپ.

ردیف	پارامتر	نماد	نسبت تشابه
۱	طول	x	λ
۲	جرم	m	$\lambda^۳$
۳	زمان	t	$\lambda^{۰/۵}$
۴	بسامد	v	$\lambda^{-۰/۵}$
۵	شتاب	u	۱
۶	جابجایی	u	λ

$$x_p = \lambda x_m \qquad (۱)$$

که در آن، x_p ابعاد واقعی پروتوتایپ[۱] و x_m ابعاد مدل هستند. در حالت کلی، با فرض مستقل‌بودن ضرایب تشابه λ، با استفاده از ضرایب تشابه وزن مخصوص اشباع خاک λ_p و تشابه کرنش خاک اشباع λ_ε بین مدل آزمایشگاهی و مدل واقعی روابطی برقرار می‌شود. در حالت خاص می‌توان فرض کرد که $\lambda_p = ۱$ و $\lambda_\varepsilon = ۱$ باشد. در شرایط ذکرشده، روابط به صورت ارائه‌شده در جدول ۱ خواهد بود (یای[۲] و همکاران، ۲۰۰۵).[۱۹] این تذکر لازم است که در پژوهش حاضر نسبت تشابه برابر با ۱۰۰ بوده است.

درنظرگرفتن نسبت تشابه ۱۰۰ در پژوهش حاضر به‌دلیل محدودیت‌های موجود و ابعاد محفظه‌ی آزمایش بوده است، به گونه‌یی که تأثیر شرایط مرزی اطراف و کف محفظه در عملکرد مونوپایل به میزان کمینه برسد. تحقیقات لیو[۳] و همکاران (۲۰۱۱)،[۲۰] نشان می‌دهد که بیشینه‌ی محدوده‌ی تأثیر شمع در خاک اطراف حدود ۶ تا ۹ برابر قطر شمع در جهت بارگذاری جانبی است. در پژوهش حاضر، علاوه‌بر اینکه فاصله تا مرزهای محفظه‌ی خاک رعایت شده است، در دیواره‌های محفظه در جهت بارگذاری لرزه‌یی‌از دو عدد فوم به ضخامت ۵cm برای جذب انرژی امواج و ممانعت از بازگرداندن امواج استفاده شده است. همچنین در دیواره‌های موازی با جهت بارگذاری نیز از دو لایه‌ی طلق جهت کاهش مقاومت برشی بین خاک و دیواره‌ی محفظه استفاده شده است.

[1] Prototype
[۲] Iai
[۳] Liu

۲.۳. تجهیزات

۱.۲.۳. میزلرزه‌ی دانشگاه تهران

میزلرزه‌ی آزمایشگاه دینامیک خاک دانشکده‌ی فنی دانشگاه تهران، که با استفاده از توان داخلی و همکاری شرکت پویش‌اندیش غرب ساخته شده است، شامل قسمت‌های مختلفی، از جمله: عرشه، عملگر هیدرولیکی، واحد قدرت و سامانه‌های کنترل و اندازه‌گیری است. تحریک ایجادشده شامل یک واحد قدرت هیدرولیکی است. مجموعه به‌صورت دیجیتال کنترل و تمامی اطلاعات شامل تاریخچه‌ی زمانی موقعیت میز و نیروی وارد بر آن ذخیره می‌شود. میزلرزه‌ی موجود دارای یک درجه‌ی آزادی در راستای طولی نمونه‌ی آزمایش است، که قابلیت مدل‌سازی بارگذاری طولی لرزه‌یی را فراهم می‌کند. دستگاه میزلرزه قادر به اعمال لرزش بر روی مدل‌هایی با وزن بیشینه‌ی ۵ تن، شتاب بیشینه‌ی g ۱ و محدوده‌ی بسامدی ۰/۰۱ تا ۱۵ هرتز است. حرکت‌های ورودی نیز شامل گستره‌ی وسیعی از انواع حرکت‌های موج سینوسی، مثلثی، مربعی و تاریخچه‌ی زمانی دلخواه زلزله است. در شکل ۷ ، نمای کلی میزلرزه مشاهده می‌شود.

۲.۲.۳. محفظه‌ی خاکی

محفظه‌ی خاک پژوهش حاضر دارای طول ۱۸۰، عرض ۴۵، و ارتفاع ۷۰ سانتی‌متر بوده است. وجوه محفظه‌ی خاک از صفحات پلکسی‌گلس به ضخامت ۲ سانتی‌متر ساخته شده است. در دو انتهای کف جعبه، دو شیر تعبیه شده است، که می‌توان دی‌اکسیدکربن (CO_2) و آب را به نمونه وارد کرد. ۲ سانتی متر بالاتر از کف محفظه، با ورق توری نمره‌ی۱۰۰ پوشانده شده است، تا آب به‌صورت یکنواخت و به‌تدریج وارد نمونه شود و نمونه را به‌صورت یکنواخت اشباع کند.

۳.۲.۳. عملگر (جک هیدرولیکی)

برای ایجاد حرکت افقی، از یک جک هیدرولیکی به‌عنوان عملگر استفاد شده است؛ که وظیفه‌ی آن اعمال بارگذاری افقی و سپس انتقال آن به عرشه بوده است. این سامانه از اجزایی، چون: مخزن ذخیره‌ی روغن، پمپ هیدرولیکی با دبی ۹۰ لیتر بر دقیقه، فشار ۲۸۰ بار، شیرهای کنترل‌دار، و موتور الکتریکی

شکل ۷. نمای کلی میزلرزه‌ی دانشگاه تهران.

تشکیل یافته است. محدوده‌ی جابجایی جک هیدرولیکی ۲۵ سانتی‌متر است؛ بنابراین، امکان اعمال بارگذاری‌هایی با دامنه‌ی بیشینه‌ی ۱۲/۵± سانتی‌متر توسط این عملگر فراهم است.

۴.۲.۳. ابزارهای رفتارنگاری

به‌منظور رفتارنگاری اندرکنش خاک و مونوپایل در حین آزمایش از مبدل‌ها[۱] یا حسگرهایی[۲] به این شرح استفاده شده است:

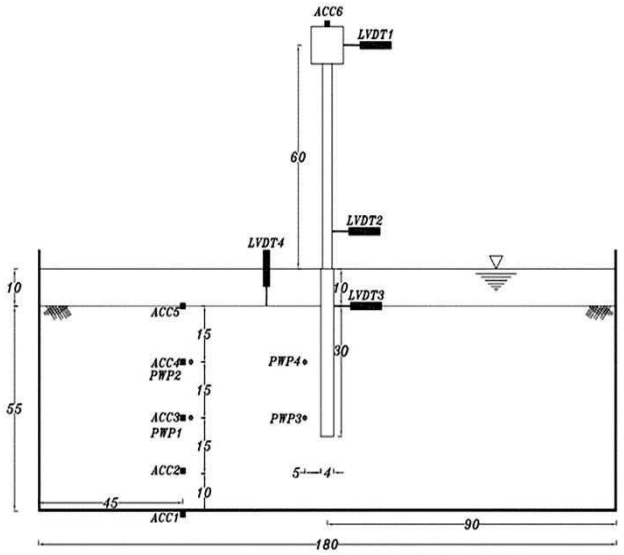
- جابجایی‌سنج خطی (LVDT)[۳]: چهار جابجایی‌سنج برای اندازه‌گیری تغییرمکان بالای برج، سرشمع، شمع در سطح خاک و میزان نشست سطح خاک نصب شدند.

- شتاب‌سنج (ACC)[۴]: از شش شتاب‌سنج برای ثبت شتاب بالای برج، سطح خاک، عمق ۱۵ سانتی‌متری خاک، عمق ۳۰ سانتی متری خاک، عمق ۴۵ سانتی‌متری خاک و سطح میزلرزه استفاده شده است.

- حسگر فشار آب حفره‌یی (PWP)[۵]: چهار حسگر فشار آب که دو عدد در نزدیکی مونوپایل و دو عدد با فاصله‌ی ۴۵ سانتی‌متر از آن قرار داشتند، در اعماق ۱۵ و ۳۰ سانتی‌متری خاک جهت ثبت اضافه فشار آب حفره‌یی قرار گرفتند. نمای کلی ابزارگذاری نمونه‌ی آزمایش با موقعیت جابجایی‌سنج‌ها، شتاب‌سنج‌ها، و حسگرهای فشارآب حفره‌یی در شکل ۸ مشاهده می‌شود (ابعاد به سانتی‌متر هستند).

۳.۳. مشخصات مصالح خاکی

خاک استفاده‌شده در ساخت مدل‌های فیزیکی، ماسه‌ی ۱۶۱ فیروزکوه با تراکم نسبی ۶۰٪ بوده است. منحنی دانه‌بندی ماسه‌ی ۱۶۱ فیروزکوه در شکل ۹ و مشخصات آن در جدول ۲ براساس مقادیر محاسبه‌شده در آزمایشگاه ارائه شده است؛ که مطابق آن، ماسه‌ی مذکور یک ماسه‌ی بد دانه‌بندی‌شده و یکنواخت است.



شکل ۸. شکل شماتیک ابزارگذاری در مدل.

[۱] Transducer

[۲] Sensor

[۳] Linear Variable Differential Transformer

[۴] Accelerometer

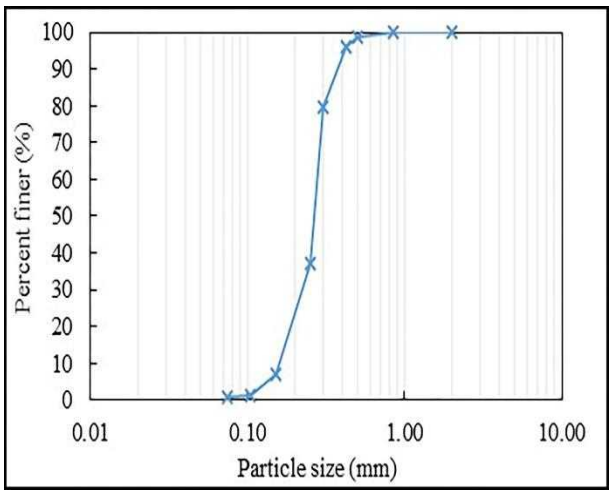
[۵] Pore Water Pressure Transducer

جدول ۲. مشخصات کامل ماسه‌ی ۱۶۱ فیروزکوه.

ردیف	پارامتر	نماد	مقدار
۱	نسبت تخلخل بیشینه	e_{max}	۰/۸۷۴
۲	نسبت تخلخل کمینه	e_{min}	۰/۵۷۴
۳	وزن مخصوص ویژه	G_s	۲/۶۵
۴	متوسط اندازه‌ی ذرات (میلی‌متر)	D_{50}	۰/۲۷
۵	وزن مخصوص خشک (گرم بر سانتی‌متر مکعب)	ρ_d	۱/۵۶۹
۶	زاویه‌ی اصطکاک داخلی (درجه)	φ	۳۳
۷	چسبندگی (کیلوپاسکال)	c	۰

جدول ۳. مشخصات مونوپایل‌ها و برنامه‌ی آزمایش‌های انجام‌شده.

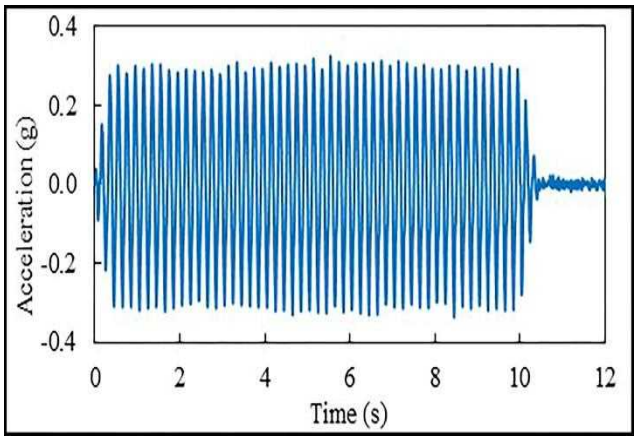
شماره‌ی آزمایش	تیپ مونوپایل	طول مونوپایل (میلی‌متر)	قطر مونوپایل (میلی‌متر)	شرایط خاک
۱	۱	۳۰۰	۴۰	خشک
۲	۱	۳۰۰	۴۰	اشباع
۳	۲	۳۵۰	۴۰	اشباع
۴	۳	۴۰۰	۴۰	اشباع
۵	۴	۳۰۰	۵۰	اشباع
۶	۵	۳۰۰	۶۳	اشباع



شکل ۹. منحنی دانه‌بندی ماسه‌ی ۱۶۱ فیروزکوه.

۴.۳. مونوپایل

در پژوهش حاضر از ۵ مونوپایل لوله‌یی‌شکل از جنس پلی‌وینیل کلراید (PVC)[1] مطابق با مشخصات مندرج در جدول ۳ استفاده شده است. مونوپایل مبنا (تیپ ۱) با توجه به قوانین مقیاس میزلرزه، یک مونوپایل واقعی با قطر ۴ متر، ضخامت ۴ سانتی‌متر، و عمق مدفون ۳۰ متر را مدل‌سازی می‌کند.



شکل ۱۰. نمودار شتاب اعمالی به نمونه‌ها توسط میزلرزه.

این مونوپایل مشابه مونوپایل‌های واقعی استفاده‌شده برای توربین‌های بادی فراساحلی با ظرفیت ۲ مگاوات بوده است.

۵.۳. روسازه

روسازه‌ی توربین‌های بادی شامل دو بخش جرم متمرکز فوقانی و ستون است. جرم متمرکز قسمت فوقانی و پره‌های توربین ۲ مگاواتی حدود ۲۰۰ تن بوده و با توجه به اینکه در مدل‌سازی فیزیکی جرم با توان ۳ ضریب مقیاس ارتباط داشته است، وزنه‌یی به جرم ۲۰۰ گرم در مدل در نظر گرفته شده است. ستون نیز از یک لوله‌ی پلی‌پروپیلن (PP)[2] به طول ۶۰ سانتی‌متر تشکیل شده است.

۶.۳. برنامه‌ی آزمایش‌ها

در پژوهش حاضر، مجموعاً ۶ آزمایش به‌وسیله‌ی میزلرزه و در محیط ۱ g انجام شده است. دو آزمایش با مونوپایل مبنا در محیط خشک و اشباع، دو آزمایش با تغییر طول در محیط اشباع، و دو آزمایش با تغییر قطر در محیط اشباع مطابق با جدول ۳ انجام شده است.

۴. نتایج

در بخش کنونی، به بررسی نتایج مربوط به مدل‌سازی‌های فیزیکی انجام‌شده و نیز نتایج مربوط به شتاب، جابجایی، و فشار آب حفره‌یی پرداخته شده است.

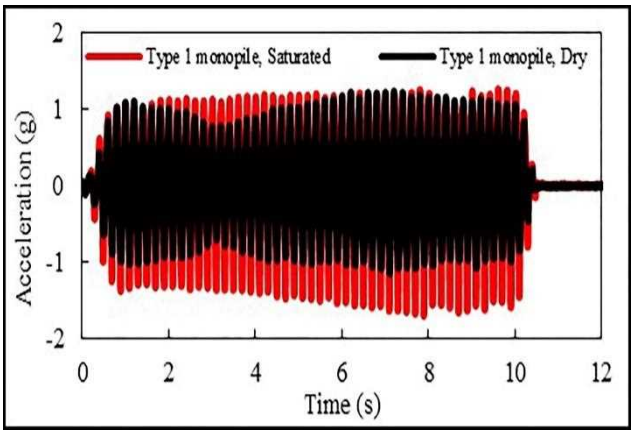
۱.۴. شتاب اعمالی و عکس‌العمل روسازه

در پژوهش حاضر، برای بررسی اثر طول و قطر مونوپایل، همواره میزلرزه، بار لرزه‌یی سیکلیک با شتاب ۰/۳g، بسامد ۵ Hz، و ۵۰ عدد سیکل را به نمونه وارد کرده است. شتاب اعمالی میزلرزه به نمونه‌ها در شکل ۱۰ مشاهده می‌شود. در تمامی آزمایش‌ها، بارهای لرزه‌یی اعمالی مشابه یکدیگر بوده و نتایج حاصل از آزمایش‌ها با هم مقایسه شده است.

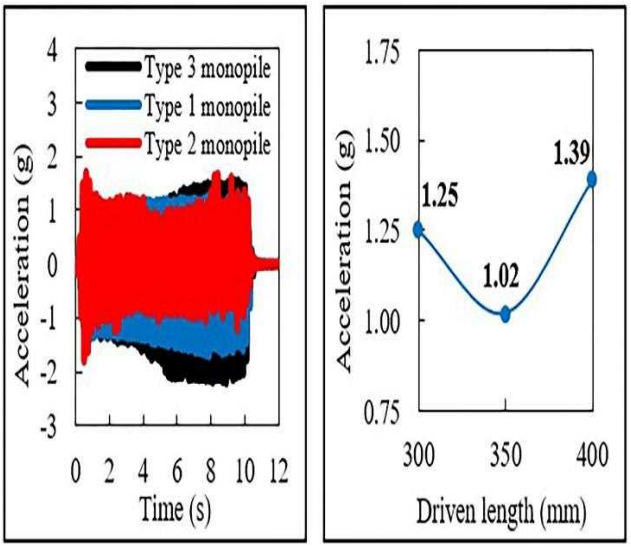
با ثابت‌بودن شرایط بارگذاری در آزمایش‌ها، مقادیر شتاب بالای روسازه توسط شتاب‌سنج در تمامی آزمایش‌ها ثبت شده و جهت مقایسه‌ی آن‌ها با یکدیگر، مقادیر مربوط به آزمایش‌های خشک و اشباع، تغییر عمق مدفون، و تغییر قطر در ادامه آمده است.

[1] Polyvinyl Chloride

[2] PolyPropylene



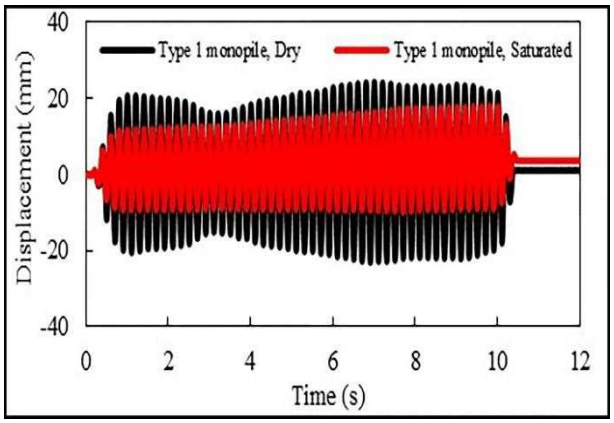
شکل ۱۱. تأثیر حالت خشک و اشباع در شتاب روسازه.



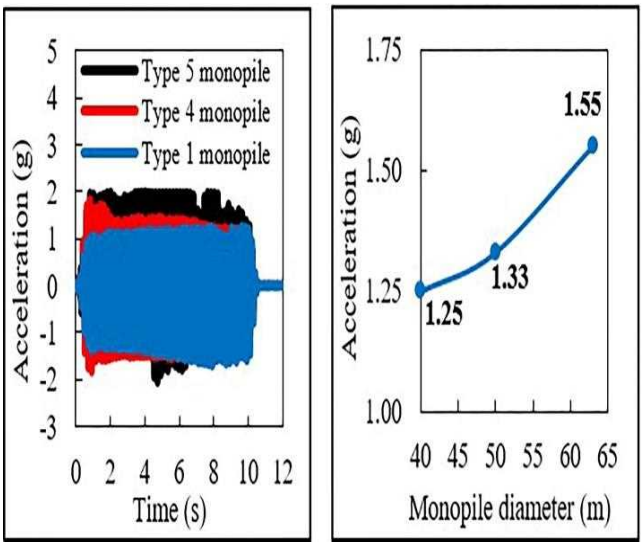
شکل ۱۲. تاثیر عمق مدفون مونوپایل بر شتاب روسازه.

با توجه به شکل ۱۱ مشخص است که شتاب روسازه در هنگام بارگذاری در حالت اشباع نسبت به حالت خشک بیشتر و شرایط بحرانی‌تر بوده است. در شکل ۱۲- الف، نیز میزان شتاب روسازه بر حسب عمق مدفون‌های مختلف مشاهده می‌شود. جهت مشخص‌شدن شفاف‌تر تأثیر عمق مدفون مونوپایل در شتاب روسازه، برای هر آزمایش متوسط مقادیر بیشینه‌ی تمام سیکل‌ها به‌عنوان داده‌ی معرف آن آزمایش محاسبه و نمودار شکل ۱۲- ب ترسیم شده است. در نمودار اخیر مشاهده می‌شود که با افزایش عمق مدفون نسبت به مونوپایل مبنا، ابتدا شتاب روسازه کاهش و سپس افزایش یافته است. این موضوع می‌تواند ناشی از تأثیر دو پارامتر افزایش عمق گیرداری و افزایش اختلاف شتاب‌های وارده از خاک به مونوپایل باشد. شتاب اعمالی توسط میزلرزه در لایه‌های خاک از پایین به سمت بالا افزایش می‌یابد. با افزایش عمق مدفون مونوپایل، اختلاف شتاب‌های وارده از سمت خاک به مونوپایل افزایش می‌یابد و این موضوع می‌تواند سبب افزایش شتاب روسازه شود. علاوه‌بر این موضوع، سطح جاذب انرژی از خاک توسط مونوپایل نیز افزایش می‌یابد، که می‌تواند دلیل دیگری بر افزایش شتاب روسازه تحت بارهای لرزه‌یی باشد.

از سویی دیگر، افزایش عمق مدفون به‌دلیل افزایش گیرداری سبب کاهش شتاب روسازه می‌شود. تأثیر هم‌زمان این دو موضوع در مونوپایل می‌تواند سبب ایجاد نقطه‌ی عطف و مقدار کمینه در نمودار شتاب روسازه و عمق مدفون



شکل ۱۴. تأثیر حالت خشک و اشباع در جابجایی روسازه.



شکل ۱۳. تأثیر قطر مونوپایل در شتاب روسازه.

شود. در شکل ۱۳، نیز دو نمودار مشابه شکل ۱۲ مشاهده می‌شود؛ که مطابق آن‌ها می‌توان گفت افزایش قطر مونوپایل سبب افزایش شتاب روسازه شده است، که این موضوع می‌تواند به‌علت افزایش سطح جاذب انرژی از خاک توسط مونوپایل باشد.

۲.۴. تغییرشکل ماندگار روسازه

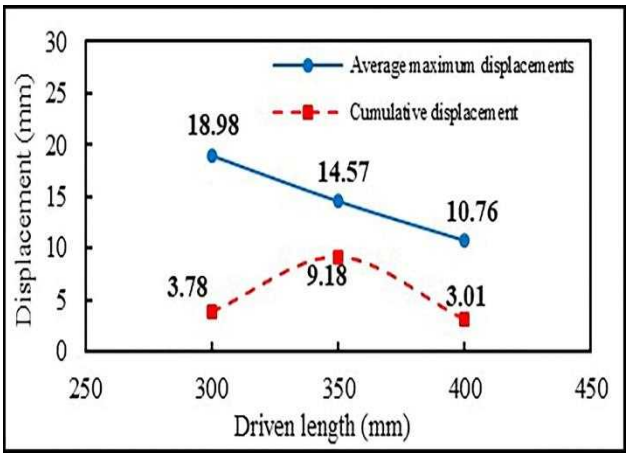
در مورد توربین‌های بادی فراساحلی، دو معیار پایداری و قابلیت بهره‌برداری در نظر گرفته شده است. معیار پایداری مربوط به عدم تخریب‌شدن سازه و فونداسیون توربین تحت بارهای وارده است و معیار بهره‌برداری مربوط به عدم کج‌شدگی توربین به حدی است که عملکرد آن مختل نشود. برای اینکه توربین‌های بادی فراساحلی بتوانند بدون کاهش قابل توجه در بازدهی عمل کنند، باید کج‌شدگی آن‌ها نسبت به راستای قائم، بیشینه‌ی ۰/۵ درجه باشد؛ که از این ۰/۵ درجه نیز ۰/۲۵ درجه مربوط به خطای نصب است و فقط در زمان بهره‌برداری، ۰/۲۵ درجه امکان دوران وجود دارد (DNV، ۲۰۱۴).[۲۱] جهت بررسی میزان جابجایی روسازه، نمودارهایی بر حسب حالت‌های خشک و اشباع و تغییرات عمق مدفون و قطر مونوپایل در شکل ۱۴ مشاهده می‌شود؛ که مطابق آن، میزان جابجایی ماندگار حالت اشباع ۳/۷۸ میلی‌متر است، که تقریباً ۲/۷۴ برابر حالت خشک (۱/۰۴ میلی‌متر) است؛ ولی میزان بیشینه‌ی جابجایی سیکل‌ها در حالت خشک بیشتر بوده است. آنچه در مورد مونوپایل‌ها اهمیت بیشتری دارد، میزان جابجایی ماندگار است، که در حالت اشباع، شرایط

بحرانی‌تری دارد. همچنین نمودار مذکور نشان می‌دهد که در حالت اشباع، رفتار مونوپایل در طول آزمایش با روند ثابتی به‌صورت نرم‌شونده بوده است. در حالت خشک، با وجود اینکه رفتار نرم‌شونده مشاهده می‌شود، ولی در حدود ثانیه‌ی سوم آزمایش، رفتار سخت‌شوندگی موضعی در رفتار مونوپایل دیده می‌شود. این موضوع می‌تواند به‌علت ریزش خاک در شکاف ایجادشده در اطراف مونوپایل باشد، زیرا در حالت خشک، این اتفاق در پژوهش‌های پیشین نیز مشهود بوده است.

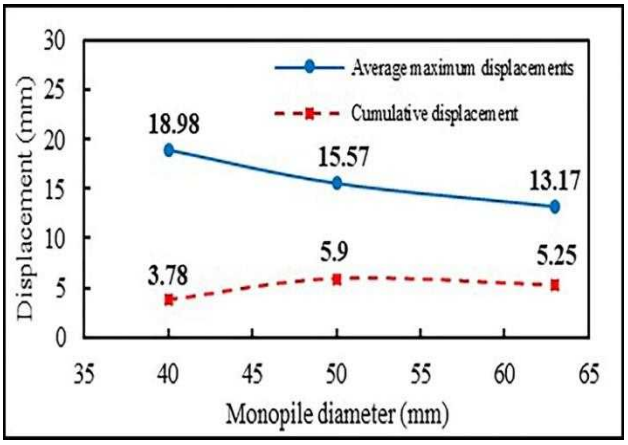
در شکل ۱۵، در رابطه با تأثیر عمق مدفون در میزان جابجایی روسازه مشاهده می‌شود که با افزایش عمق مدفون، میانگین بیشینه‌ی جابجایی روسازه کاهش یافته است؛ ولی میزان جابجایی ماندگار تا عمق مدفون ۳۵۰ میلی‌متر افزایش و سپس کاهش یافته است. دلیل این موضوع در میزان جابجایی ماندگار می‌تواند همان دلایلی باشد که در رابطه با تأثیر عمق مدفون در شتاب روسازه به آن‌ها اشاره شده است.

همچنین در شکل ۱۶ مشاهده می‌شود که افزایش ۵۷ درصدی قطر مونوپایل سبب کاهش میانگین بیشینه‌ی جابجایی روسازه به میزان ۳۰٪ شده است. افزایش قطر نیز از ۴۰ تا ۵۰ میلی‌متر، افزایش جابجایی روسازه را به میزان ۵۶٪ به همراه داشته و در مقادیر بیشتر از آن، بی‌تأثیر بوده است.

در رابطه با مونوپایل، علاوه‌بر میزان جابجایی افقی مونوپایل که به آن پرداخته شد، میزان کج‌شدگی مونوپایل نیز اهمیت دارد. جهت محاسبه‌ی میزان



شکل ۱۵. تأثیر عمق‌مدفون مونوپایل در جابجایی روسازه.



شکل ۱۶. تأثیر قطر مونوپایل در جابجایی روسازه.

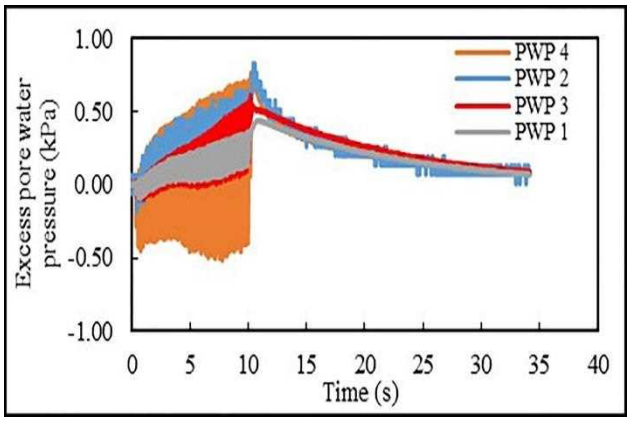
کج‌شدگی ماندگار مونوپایل با فرض رفتار صلب مونوپایل و روسازه و با توجه به مقادیر ثبت‌شده توسط جابجایی‌سنج‌های ۱ و ۲ می‌توان زاویه‌ی انحراف و عمق مرکز چرخش را محاسبه کرد. همچنین، در جدول ۴، میزان زاویه‌ی چرخش و عمق مرکز چرخش در انتهای آزمایش‌ها برای ۶ آزمایش انجام‌شده ارائه شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، میزان کج‌شدگی مونوپایل در حالت خشک از تمامی حالت‌های اشباع کمتر و عمق مرکز چرخش آن نیز حدود ۶۸٪ عمق مدفون مونوپایل بوده است، که مطابق با محدوده‌های ارائه‌شده در نتایج برخی پژوهش‌های پیشین،[۱۵] است. در پژوهش حاضر به دلیل مشاهده‌ی نتایج شفاف‌تر جهت مقایسه بین انواع مونوپایل‌ها، بارهای لرزه یی قوی‌تر و با تعداد سیکل بیشتری به نمونه وارد شده است. با وجود این مشاهده شد که غیر از یک مورد، زاویه‌ی چرخش در دیگر موارد از ۰/۵ درجه کمتر بوده است، ولی به‌دلیل تعداد کم آزمایش‌ها نمی‌توان نتیجه‌ی مشخص یا روند خاصی را برای میزان کج‌شدگی بر حسب تغییر قطر و عمق مدفون مونوپایل در نظر گرفت. در رابطه با عمق مرکز چرخش نیز مشاهده می‌شود که در برخی موارد، مقدار آن از ۱۰۰٪ عمق مدفون نیز بیشتر و در برخی موارد نزدیک به نصف مقدار عمق مدفون بوده است. در این باره نیز با توجه به تعداد کم آزمایش‌ها روند مشخصی قابل نتیجه‌گیری نیست. با وجود این می‌توان گفت که بارگذاری لرزه‌یی بر مونوپایل در شرایط اشباع سبب افزایش بازه‌ی مقدار عمق مرکز چرخش به میزان ۵۵- ۱۰۵ درصد عمق مدفون شده است؛ که این مقدار در پژوهش‌های پیشین مربوط به بارگذاری سیکلیک مونوپایل، که اغلب در شرایط غیراشباع بوده است، حدود ۷۰-۸۰ درصد عمق مدفون گزارش شده است.

۳.۴. تغییرات فشار آب حفره‌یی

در اثر اعمال بار لرزه‌یی به نمونه‌ها، این بارگذاری سبب افزایش فشار آب حفره یی می‌شود. این افزایش فشار آب حفره‌یی در صورتی‌که برابر با تنش مؤثر در آن عمق شود، پدیده‌ی روانگرایی رخ خواهد داد. از عوامل ایجاد روانگرایی می‌توان به وجود خاک دانه‌یی، تراکم پایین، و اشباع‌بودن خاک اشاره کرد. تراکم نمونه‌ها در پژوهش حاضر برابر ۶۰٪ بوده و خاک تراکم متوسط داشته است و با وجود بارگذاری با شدت و مدت زمان بیشتر نسبت به زلزله‌های متعارف در شرایط واقعی، روانگرایی در هیچ‌کدام از نمونه‌ها مشاهده نشده است. جهت ثبت مقدار اضافه فشار آب حفره‌یی در اعماق ۱۵ و ۳۵ سانتی‌متری

جدول ۴. عمق مرکز چرخش و میزان چرخش مونوپایل.

شماره‌ی آزمایش	تیپ مونوپایل	شرایط خاک	عمق مرکز چرخش به عمق مدفون (٪)	زاویه‌ی چرخش (درجه)
۱	۱	خشک	۶۸	۰/۱
۲	۱	اشباع	۱۰۵	۰/۲۴
۳	۲	اشباع	۵۵	۰/۵۹
۴	۳	اشباع	۱۰۵	۰/۱۵
۵	۴	اشباع	۷۰	۰/۳۸
۶	۵	اشباع	۸۰	۰/۲۲



شکل۱۷. نتایج میزان اضافه فشار آب حفره‌یی در آزمایش ۲.

از سطح خاک در دو موقعیت مجاور شمع و با فاصله‌ی ۴۵ سانتی‌متری از شمع در مجموع ۴ حسگر فشار آب حفره‌یی قرار داده شده است.

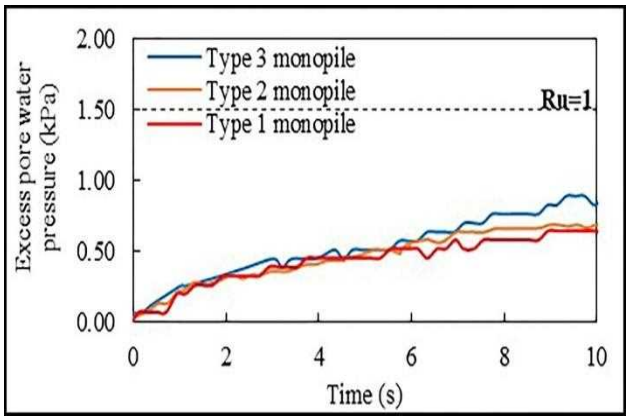
برای بررسی میزان اضافه فشار آب حفره‌یی براساس فاصله از مونوپایل و عمق لایه‌ی خاک، نیز نتایج برای ۴ حسگر، که موقعیت آن‌ها در شکل ۸ نشان داده شده است، در شکل ۱۷ مشاهده می‌شود. این نتایج مربوط به آزمایش ۲، یعنی مونوپایل مبنا در حالت اشباع است و نتایج دیگر آزمایش‌ها نیز همین موضوع را نشان می‌دهد. مطابق با شکل ۱۷، میزان اضافه فشار آب حفره‌یی با نزدیک‌شدن به مونوپایل و سطح خاک افزایش یافته است. با وجود این، محوشدن فشار آب حفره‌یی اضافی ایجادشده در محل هر چهار حسگر به صورت مشابه بوده و ۲-۳ ثانیه پس از پایان بارگذاری، فشار آب حفره‌یی در محل چهار حسگر با هم برابر شده و با سرعتی یکنواخت کاهش یافته است.

برای بررسی تأثیر قطر و عمق مدفون مونوپایل در اضافه فشار آب حفره‌یی، برای حسگر شماره‌ی ۴، که به مونوپایل و سطح خاک نزدیک‌تر است و تأثیرپذیری بیشتری از مونوپایل دارد، نمودارهای اضافه فشار آب حفره‌یی تهیه شده است (شکل ۱۸). در نمودارهای مذکور به دلیل نمایش واضح‌تر، نمودار مربوط به بیشینه‌ی اضافه فشار آب حفره‌یی حسگر شماره ۴ مشاهده می‌شود. مطابق شکل ۱۸- الف، افزایش عمق مدفون سبب افزایش اضافه فشار آب حفره یی شده است، ولی مقدار آن قابل‌توجه نیست؛ به طوری‌که می‌توان گفت در رابطه با مونوپایل تیپ ۱ و ۲ این اختلاف وجود ندارد. در رابطه با تأثیر قطر مونوپایل نیز در شکل ۱۸- ب مشاهده می‌شود که افزایش قطر سبب افزایش میزان اضافه فشار آب حفره‌یی شده است، به گونه‌یی که در مونوپایل با قطر ۶۳ میلی‌متر، خاک اطراف مونوپایل در آستانه‌ی روانگرایی قرار گرفته و مقدار ضریب اضافه فشار آب حفره‌یی (Ru) اندکی کمتر از ۱ بوده است.

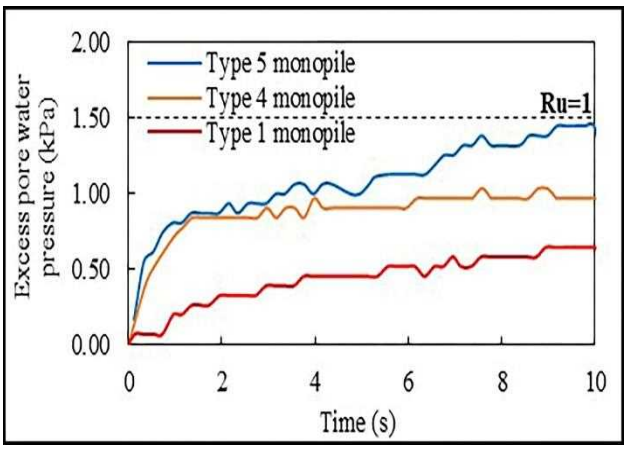
۵. نتیجه‌گیری

در پژوهش حاضر، در مجموع ۶ آزمون انجام شده است، که براساس آن‌ها، این نتایج به‌دست آمده است:

- در حالت خشک نسبت به حالت اشباع، میزان شتاب روسازه در هنگام بارگذاری لرزه‌یی و میزان جابجایی ماندگار کمتر است. این موضوع نشان می‌دهد که طراحی لرزه‌یی توربین‌های بادی فراساحلی براساس آیین‌نامه‌های طراحی توربین‌های خشکی مناسب نیست و امکان ایجاد اختلال در عملکرد توربین‌های بادی فراساحلی زیاد است.



الف



ب

شکل ۱۸. تأثیر ابعاد فیزیکی مونوپایل در اضافه فشار آب حفره‌یی:

(الف) تأثیر عمق‌مدفون، و (ب) تأثیر قطر مونوپایل.

- در حالت اشباع، شتاب روسازه با افزایش عمق مدفون مونوپایل تا مقداری مشخص (۳۵ سانتی‌متر) کاهش و در مقادیر بیشتر از آن افزایش یافته است. با توجه به این موضوع می‌توان نتیجه گرفت که میزان شتاب روسازه در عمق مدفون مشخصی از مونوپایل کمترین مقدار خود را دارد. در مقابل، بیشترین میزان جابجایی ماندگار در همان عمق مدفون، که کمترین شتاب روسازه را نتیجه می‌دهد، مشاهده می‌شود که باید بین این دو مقدار در طراحی لرزه‌یی توربین‌های بادی فراساحلی تناسب ایجاد شود.

- در حالت اشباع، با افزایش قطر مونوپایل میزان شتاب وارده به روسازه در هنگام بارگذاری و میزان جابجایی ماندگار مونوپایل افزایش یافته است. باتوجه به اهمیت دو پارامتر مذکور در طراحی لرزه‌یی توربین‌های بادی فراساحلی، می‌توان نتیجه گرفت که افزایش قطر مونوپایل سبب بهبود عملکرد لرزه‌یی مونوپایل نمی‌شود.

- میزان کج‌شدگی توربین در همه‌ی آزمایش‌ها به جز یک آزمایش کمتر از ۰/۵ درجه بوده است. با وجود اینکه در پژوهش حاضر به جهت مشهودتربودن نتایج، بارگذاری‌های قوی‌تری به نمونه‌ها وارد شده است، می‌توان نتیجه گرفت که در حین زلزله‌های معمولی، مقدار کج‌شدگی توربین به ۰/۵ درجه محدود می‌شود؛ هر چند باید اثر هم‌زمان بارهای سیکلیک محیطی را نیز در طول مدت بهره‌برداری در نظر گرفت.

- میزان اضافه فشار آب حفره‌یی ایجادشده در خاک سبب شده است که با نزدیک‌شدن به مونوپایل و نزدیک‌شدن به سطح خاک، میزان اضافه فشار آب حفره‌یی افزایش یابد. با توجه به این موضوع می‌توان نتیجه گرفت که بیشترین اضافه فشار آب حفره‌یی ایجادشده در نزدیکی مونوپایل و در لایه‌های سطحی خاک ایجاد می‌شود.

- افزایش عمق مدفون و قطر مونوپایل سبب افزایش اضافه فشار آب حفره‌یی ایجادشده به‌ویژه در نزدیکی مونوپایل می‌شود. تأثیر افزایش عمق مدفون زیاد نبوده است، ولی افزایش قطر، تأثیر قابل‌توجهی داشته است.

Refernces- منابع

1. EWEA, 2019. The European offshore wind industry. *Key Trends and Statistics.*
2. Wind Europe, 2021. Wind Energy in Europe: Statistics and the Outlook for 2022-2026.
3. Hansen, J. B., 1961. The ultimate resistance of rigid piles against transversal forces. *Bulletin,* Danish Geotechnical Institute, 12, 1-9.
4. Byrne, B. W., Burd, H. J., Zdravkovic, L., Abadie, C. N., Houlsby, G. T., Jardine, R. J., ... and Taborda, D. M., 2019. PISA design methods for offshore wind turbine monopiles. *Offshore Technology Conference. OTC.* doi.org/10.4043/29373-MS.
5. Padrón, L. A., Carbonari, S., Dezi, F., Morici, M., Bordón, J. D. and Leoni, G., 2022. Seismic response of large offshore wind turbines on monopile foundations including dynamic soil–structure interaction. *Ocean Engineering, 257,* 111653. doi.org/10.1016/j.oceaneng.2022.111653.
6. Mu, L., Kang, X., Feng, K., Huang, M. and Cao, J., 2018. Influence of vertical loads on lateral behaviour of monopiles in sand. European Journal of Environmental and Civil Engineering, 22(sup1), pp.286-301. doi.org/10.1080/19648189.2017.1359112.
7. Yu, H., Zeng, X., Li, B. and Lian, J., 2015. Centrifuge modeling of offshore wind foundations under earthquake loading. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 77,* pp. 402-415. doi.org/10.1016/j.soildyn.2015.06.014.
8. Seong, J. T., Ha, J. G., Kim, J. H., Park, H. J. and Kim, D. S., 2017. Centrifuge modeling to evaluate natural frequency and seismic behavior of offshore wind turbine considering SFSI. *Wind Energy, 20*(10), pp.1787-1800. doi.org/10.1002/we.2127.
9. Seong, J. T. and Kim, D. S., 2019. Seismic evaluation of offshore wind turbine by geotechnical centrifuge test. *Wind Energy, 22*(8), pp.1034-1042. doi.org/10.1002/we.2338.
10. LeBlanc, C., Houlsby, G. T. and Byrne, B. W., 2010. Response of stiff piles in sand to long-term cyclic lateral loading. *Géotechnique, 60*(2), pp.79-90. doi.org/10.1680/geot.7.00196.
11. Long, J. H. and Vanneste, G., 1994. Effects of cyclic lateral loads on piles in sand. *Journal of Geotechnical Engineering, 120*(1), pp.225-244. doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1994)120:1(225).
12. Achmus, M., Kuo, Y. S. and Abdel-Rahman, K., 2009. Behavior of monopile foundations under cyclic lateral load. *Computers and Geotechnics, 36*(5), pp.725-735. doi.org/10.1016/j.compgeo.2008.12.003.
13. Wang, X., Zeng, X., Yang, X. and Li, J., 2019. Seismic response of offshore wind turbine with hybrid monopile foundation based on centrifuge modelling. *Applied Energy, 235,* pp.1335-1350. doi.org/10.1016/j.apenergy.2018.11.057.
14. Wang, X., Zeng, X., Li, X. and Li, J., 2020. Liquefaction characteristics of offshore wind turbine with hybrid monopile foundation via centrifuge modelling. *Renewable Energy, 145,* pp.2358-2372. doi.org/10.1016/j.renene.2019.07.106.
15. Lau, B. H., 2015. Cyclic behaviour of monopile foundations for offshore wind turbines in clay. *Doctoral dissertation, University of Cambridge*. doi.org/10.17863/CAM.14093.
16. Bhattacharya, S., Nikitas, N., Garnsey, J., Alexander, N. A., Cox, J., Lombardi, D., ... and Nash, D. F., 2013. Observed dynamic soil–structure interaction in scale testing of offshore wind turbine foundations. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 54,* pp.47-60. doi.org/10.1016/j.soildyn.2013.07.012.
17. Dashti, S., Bray, J. D., Pestana, J. M., Riemer, M. and Wilson, D., 2010. Mechanisms of seismically

induced settlement of buildings with shallow foundations on liquefiable soil. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 136*(1), pp.151-164. doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000179.

18. van der Tempel, J. and Molenaar, D. P., 2002. Wind turbine structural dynamics–a review of the principles for modern power generation, onshore and offshore. *Wind Engineering, 26*(4), pp.211-222. doi.org/10.1260/030952402321039412.
19. Iai, S., Tobita, T. and Nakahara, T., 2005. Generalised scaling relations for dynamic centrifuge tests. *Geotechnique, 55*(5), pp.355-362. doi.org/10.1680/geot.2005.55.5.355.
20. Liu, J., Yuan, B. and Dimaano, R., 2011. Optical measurement of sand deformation around a laterally loaded pile. *Journal of Testing and Evaluation, 39*(5), pp.754-759. doi.org/10.1520/JTE103313.
21. DNV, G., 2014. Design of offshore wind turbine structures. *Offshore Standard DNV-OS-J101. DNV GL AS, Høvik (Norway).*

مهندسی عمران شریف، (پاییز ۱۴۰۳)
دوره‌ی ۴۰، شماره‌ی ۳، صص.۸۴-۹۴ ، (پژوهشی)

Original Article

کنترل سلامت اعضاء سازه‌یی به روش توموگرافی اشعه‌ی ایکس

سید سجاد کمالی (دانشجوی کارشناسی ارشد)
دکتر فریبرز ناطقی الهی* (استاد)
پژوهشکده‌ی مهندسی سازه، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله ، تهران.

در نوشتار حاضر، به بررسی کارایی توموگرافی کامپیوتری اشعه‌ی ایکس در بازرسی سازه‌های شهری و سازه‌های ساختمانی پرداخته شده است. توموگرافی اشعه‌ی ایکس، یک روش غیرمخرب براساس جذب اشعه‌ی ایکس است، که کاربرد فراوانی در زمینه‌ی پزشکی دارد. با استفاده از روش اخیر می‌توان به مطالعه و بررسی ساختار داخلی سازه‌های قدیمی در جهت رفع عیوب و حفظ ایمنی ساکنان و همچنین نگهداری هر چه بهتر آن‌ها پرداخت؛ به‌طور مثال، سازه‌های شهری مانند تیرهای برق و علائم راهنمایی و رانندگی، که در اثر مخاطره‌های طبیعی و یا فرسودگی به‌طور سالانه باعث وقوع خسارت‌های مالی و یا حتی جانی می‌شوند. از ویژگی‌های روش توموگرافی اشعه‌ی ایکس می‌توان به دقت و سرعت بالای آن در بررسی عضو اشاره کرد. با توجه به قابلیت‌های روش مذکور، در پژوهش حاضر با استفاده از یک دستگاه بازرسی چمدان در محل فرودگاه مهرآباد، به بررسی تعدادی نمونه‌ی بتنی و چوبی جهت شناسایی عیوبی، مانند: ترک، حفره‌ها، و یا گره در نمونه‌های چوبی پرداخته شده است. نتایج نشان دادند که ارتباط مستقیمی با توان دستگاه و مدت تابش اشعه به نمونه وجود دارد. با توجه به نتایج می‌توان عیوبی، مانند: ترک در بتن و یا گره در چوب را مشاهده کرد.

واژگان کلیدی: غیرمخرب، اشعه‌ی ایکس، توموگرافی کامپیوتری، زلزله، مخرب، سازه، عیوب سازه‌یی.

ss.kamali@stu.iiees.ac.ir
nateghi@iiees.ac.ir

۱. مقدمه

بتن و فولاد از پرکاربردترین مصالح مورداستفاده در صنعت عمران هستند، که در سازه‌های مختلفی، مانند: ساختمان‌ها، پل‌ها، سازه‌های شهری، و .... استفاده می‌شوند. به‌طورکلی سازه‌ها عمر مفیدی دارند، که در این مدت و پس از آن، نیازمند بررسی‌هایی جهت حفظ کارایی خود هستند. علاوه‌بر این، سازه‌ها ممکن است در مدت عمر مفید خود، تحت اثر مخاطره‌های طبیعی، مانند: سیل و زلزله قرار بگیرند و در اثر آن‌ها، وقوع خسارت در سازه‌ها محتمل است. از جمله‌ی خسارت‌های ذکرشده می‌توان به زنگ‌زدگی فولاد، ایجاد ترک در بتن، شکست جوش، و ... اشاره کرد. به عنوان مثال، سازه‌های شهری مانند تیرهای برق و یا علائم راهنمایی و رانندگی، که به‌طور مدوام تحت اثر عوامل خارجی، مانند باد، باران و یا ممکن است تحت اثر سیل و زلزله قرار گیرند، عیوبی رخ می‌دهد که نیازمند بازرسی و رفع آن‌ها قبل از وقوع خسارت‌های جانی و مالی است. و یا درختان قدیمی، که در اثر باد و باران و به‌علت پوسیدگی داخلی دچار شکستگی می‌شوند، و اغلب با افتادن بر روی معابر و یا ماشین‌ها باعث خسارت‌هایی می‌شوند. در شکل ۱، می‌توان نمونه‌یی از این اتفاق را مشاهده کرد که در اثر وزش باد، یک تابلوی مسیرنما سقوط کرده است.

برای شناسایی عیوب مذکور، روش‌های متفاوتی وجود دارد، که به‌طورکلی می‌توان آن‌ها را به دو دسته‌ی مخرب و غیرمخرب تقسیم کرد. روش‌های مخرب، شامل روش‌هایی هستند که نیازمند نمونه‌گیری و کُرگیری از سازه هستند و به همین دلیل روش‌هایی زمانبر هستند و احتمال ایجاد آسیب بیشتر به سازه در روش‌های مخرب وجود دارد.

روش‌های غیرمخرب، شامل روش‌هایی هستند که بدون هیچ‌گونه آسیب اضافی به سازه و همچنین در کمترین زمان ممکن، می‌توان با استفاده از آن‌ها، سازه‌ی موردنظر را بررسی و در جهت رفع عیوب احتمالی اقدام کرد. یکی از روش‌های غیرمخرب، که امروزه در مورد کارایی آن بحث می‌شود، استفاده از توموگرافی کامپیوتری اشعه‌ی ایکس جهت شناسایی عیوب داخلی سازه‌هاست.

*نویسنده مسئول
تاریخ‌دریافت: ۱۴۰۲/۰۶/۲۶، تاریخ اصلاحیه: ۱۴۰۲/۰۷/۲۶، تاریخ پذیرش: ۱۴۰۲/۸/۲۰.

استناد به این مقاله:
کمالی، سید سجاد و ناطقی الهی ، فریبرز ، ۱۴۰۳. کنترل سلامت اعضاء سازه‌یی به روش توموگرافی اشعه‌ی ایکس، مهندسی عمران شریف، ۴۰(۳)، صص.۸۴-۹۴. DOI: 10.24200/j30.2023.63074.3254

شکل ۱. نمایی از سقوط تابلوی مسیرنما در اثر وزش باد.

بنابر نظر لیچنسکی،[۱] روش‌های غیرمخرب نسبت به روش‌های مخرب، این مزایا را دارند:

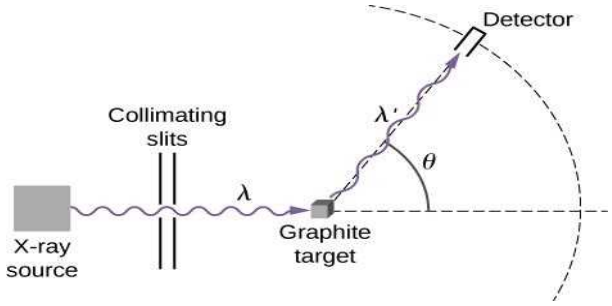
۱- کاهش نیاز به نیروی کار آزمایشگاهی،
۲- کاهش نیروی کار جهت کارهای مقدماتی،
۳- کمترین میزان آسیب به سازه در حین آزمایش،
۴- کمترین احتمال آسیب به سازه، که نیازمند تقویت و ترمیم باشد،
۵- امکان بررسی مقاومت بتن در سازه‌هایی که نمی‌توان از آن‌ها مغزه‌گیری کرد،
۶- هزینه‌ی کمتر تجهیزات و آزمایش.

با توجه به دلایل ذکرشده، روش‌هایی لازم هستند که بتوانند دید مناسبی از داخل مقطع موردنظر ارائه کنند، تا در جهت رفع عیوب احتمالی، اقدام‌های لازم صورت گیرد. هدف از انجام پروژه‌ی حاضر، بررسی کارایی توموگرافی کامپیوتری اشعه‌ی ایکس در زمینه‌ی کنترل و بازرسی اعضاء سازه‌یی به‌صورت غیرمخرب است. توموگرافی کامپیوتری به معنای نمایش یک برش از یک جسم به صورت کامپیوتری است؛ به این معنا که در روش مذکور، یک سری تصاویر مقطعی با عبور فوتون‌ها از یک قسمت از نمونه و شمارش آن‌ها توسط آشکارساز و ارسال آن‌ها به کامپیوتر جهت آنالیز ساخته می‌شوند. فرآیندی که باعث تفاوت انرژی فوتون‌های اشعه‌ی ایکس قبل و بعد از عبور از مقطع موردنظر و در نتیجه، تفاوت رنگ در تصویر به‌دست‌آمده می‌شود، پراکندگی کامپتون[1] نام دارد.

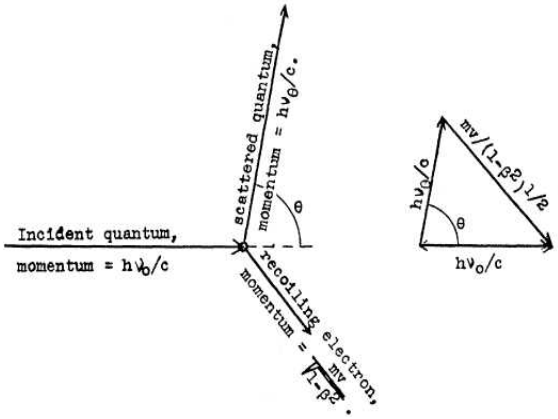
۱.۱. پراکندگی کامپتون

پراکندگی کامپتون، عنوانی است که به از دست‌رفتن انرژی پرتوهای ایکس در نتیجه‌ی برخورد به یک ماده گفته می‌شود. طبق فیزیک کلاسیک، هنگامی که یک موج الکترومغناطیسی به اتم‌های ماده برخورد کند، طول موج پرتو نوری پخش‌شده باید برابر با طول موج فرودی باشد. برخلاف پیش‌بینی اخیر توسط فیزیک کلاسیک، مشاهده‌ها نشان می‌دهند که در هنگام برخورد موجی با طول موج مشخص به ماده‌یی، طول موج پرتوهای منحرف‌شده با طول موج ورودی تفاوت دارند.

در شکل ۲، شماتیک آزمایش وقوع پراکندگی مشاهده می‌شود؛ که مطابق آن، نحوه‌ی انجام آزمایش بسیار ساده است. در حقیقت، در ابتدا امواج X با طول موج λ به الکترون‌های نمونه‌یی برخورد داده می‌شوند. در نتیجه، امواج X با اتم‌های نمونه برهمکنش نشان می‌دهند و امواجی با طول موج جدید λ′،



شکل ۲. شماتیک وقوع پراکندگی کامپتون.[۲]



شکل ۳ (الف و ب). نمایی از تکانه‌های ورودی و خروجی.[۳]

منحرف و اندازه‌ی طول موج توسط یک آشکارساز معلوم می‌شود. همان‌طور که در شکل مذکور مشاهده می‌شود، طول موج پرتو اشعه‌ی ایکس پس از برخورد با نمونه افزایش یافته است و بدین معناست که پرتوهای اشعه‌ی ایکس بعد از برخورد، انرژی کمتری دارند و همین تفاوت انرژی در نواحی مختلف یک نمونه و شناسایی آن توسط آشکارساز، باعث ایجاد یک تصویر از نمونه و جزئیات داخلی آن می‌شود.

براساس نظریه‌ی فیزیک کوانتومی، هر فوتون از اشعه‌ی ایکس، یک تکانه‌ی فرودی $\frac{h\nu_0}{c}$ دارد، که در آن، h ثابت پلانک، ν_0 بسامد اشعه، و c سرعت نور است، که توسط الکترونی به جرم m پراکنده می‌شود.[۳] پس از برخورد، تکانه‌ی خروجی برابر $\frac{h\nu_\theta}{c}$ است. با توجه به شکل ۳ (الف و ب)، اشعه‌ی پراکنده‌شده نسبت به اشعه‌ی اولیه، زاویه‌ی θ خواهد داشت.

با توجه به شکل اخیر، می‌توان رابطه‌ی ۱،[۳] را اثبات کرد:

$$\left(\frac{m\beta c}{\sqrt{1-\beta^2}}\right)^2 = \left(\frac{h\nu_0}{c}\right)^2 + \left(\frac{h\nu_\theta}{c}\right)^2 + 2\frac{h\nu_0}{c}.\frac{h\nu_\theta}{c}\cos\theta \qquad (1)$$

که در آن، β برابر نسبت سرعت پس‌زدن الکترون به سرعت نور است. در ادامه، می‌توان با توجه به رابطه‌ی ۲،[۳] نتیجه گرفت که انرژی فوتون پراکنده‌شده نسبت به انرژی فوتون فرودی کمتر است:

$$h\nu_\theta = h\nu_0 - mc^2\left(\frac{1}{\sqrt{1-\beta^2}} - 1\right) \qquad (2)$$

با توجه به روابط ۱ و ۲ رابطه‌ی ۳،[۳] به‌دست می‌آید:

[1] compton scattering

$$v_\theta = \frac{v_0}{1+2\alpha \sin^2\frac{1}{2}\theta} \quad (3)$$

که در آن، α مطابق رابطه‌ی ۴ به‌دست می‌آید:[3]

$$\alpha = \frac{hv_0}{mc^2} = \frac{h}{mc\lambda_0} \quad (4)$$

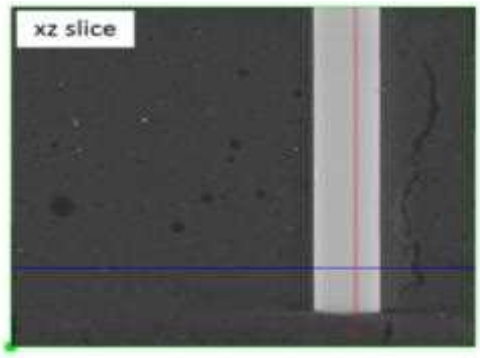
با توجه به رابطه‌های ۳ و ۴ می‌توان نتیجه گرفت که طول موج اشعه‌ی خروجی از الکترون بیشتر از طول موج ورودی است (رابطه‌ی ۵):[3]

$$\lambda_\theta = \lambda_0 + \left(\frac{2h}{mc}\right)\sin^2\frac{1}{2}\theta \quad (5)$$

پس از جذب اشعه‌ی ایکس عبوری از هر قسمت از جسم موردنظر، پارامترهای توموگرافی کامپیوتری اشعه‌ی ایکس براساس اعدادی کمّی‌سازی می‌شوند، که این اعداد در واحد هانسفیلد (HU)[1] به‌دست می‌آیند. اعداد به‌دست‌آمده، نشان‌دهنده‌ی میانگین جذب اشعه‌ی ایکس مربوط به هر ناحیه یا توجه به خواص مواد در آن ناحیه هستند. به‌طور مثال، این عدد برای آب برابر ۰ و برای هوا ۱۰۰۰- است و بیشترین مقدار آن برابر ۳۰۰۰ است. سپس تصاویر در مقیاس خاکستری به‌دست می‌آیند، که نواحی با مقدار هانسفیلد پایین، تاریک‌تر و نواحی با مقدار هانسفیلد بالاتر، روشن‌تر نمایش داده می‌شوند.

هدف از نوشتار حاضر، بررسی کارایی روش ذکرشده در شناسایی عیوبی، مانند: ترک در بتن و خوردگی آرماتورها در مقاطع بتن مسلح، و یا عیوب جوش در مقاطع فولادی و یا عیوبی مانند گره در مقاطع چوبی است. در زمینه‌ی بررسی عیوب بتن و فولاد مطالعاتی صورت گرفته است. کالیسکان[2] (۲۰۰۷)،[4] تأثیر مکان را در تخلخل و مقاومت و تفاوت ساختار داخلی هسته‌های بتنی بررسی کرد و با استفاده از توموگرافی اشعه‌ی ایکس مشخص شد که میزان تخلخل در نواحی پایینی کمتر از نواحی بالایی یک ستون بتنی با میزان تراکم بیشتر است. بالاز[3] و همکاران (۲۰۱۸)،[5] به بررسی تغییرات مقدار هانسفیلد در اثر تماس با آتش و زوال ناشی از خوردگی آرماتورها در مقاطع بتن مسلح پرداختند. سوزوکی[4] و همکاران (۲۰۱۷)،[6] به بررسی توزیع ترک در یک دیوار بتن مسلح ناشی از فرآیند ذوب و انجماد پرداختند. کیان وی[5] و همکاران (۲۰۱۱)،[7] گسترش ترک در نمونه‌های بتنی راه تحت بار فشاری تک‌محوری و شی[6] و همکاران (۲۰۱۹)،[8] خوردگی آرماتورها در گوشه‌ی مقاطع بتن مسلح را بررسی کردند و دریافتند که کمتر از ۲۰٪ آسیب‌ها ناشی از شکستگی فیبرها و بیشتر از ۸۰٪ آسیب‌ها ناشی از جداشدگی در بتن است و همچنین وجود حفره‌ها در بتن، وقوع ترک‌های اولیه را تسهیل می‌کند. هان[7] و همکاران (۲۰۱۳)،[10] تأثیر کربناته‌شدن بتن در ایجاد ترک در آن را بررسی کردند و دریافتند که با افزایش عمق کربناته‌شدن، میزان تخلخل در نمونه به‌علت پُرشدن منافذ با کربنات کلسیم و آب تولیدشده در اثر واکنش‌های کربناته‌شدن به‌شدت کاهش یافته است. همچنین توزیع ترک‌ها در امتداد جهت کربناته‌شدن به‌دلیل انقباض ناشی از واکنش کربناته‌شده است و با افزایش زمان کربناته‌شدن، حجم و سطح ترک‌ها بزرگ‌تر می‌شود. پوینارد[8] و همکاران (۲۰۱۲)،[11] آسیب‌های مزوساختاری، در اثر آزمایش سه‌محوری در بتن را بررسی کردند. روسی[9] و همکاران (۲۰۲۰)،[12] در بررسی خوردگی آرماتورهای یک مقطع بتن مسلح ۲۰ ساله، نشان دادند که میزان خوردگی در نواحی کناری و مناطقی که ترک وجود دارد، بیشتر است. همچنین، سیریابه[10] و همکاران (۲۰۲۰)،[13] اعماق افتادگی جوش در مقاطع جوش داده‌شده و یوگار کالیگولو[11] و همکاران (۲۰۱۶)،[14] مقاطع جوش داده‌شده با جوش اصطکاکی را بررسی کردند. ینومولا[12] و همکاران (۲۰۱۹)،[15] در بررسی اتصال‌های یک مخزن انبساط استوانه‌یی، که با استفاده از روش قوس تنگستن جوشکاری شده بود، عیوبی مانند: آخال تنگستن و عدم وجود خطوط همجوشی[13] را مشاهده کردند. سوزا[14] و همکاران (۲۰۰۹)،[16] عدم همجوشی در جوش لوله‌های فولادی را ملاحظه کردند. دیدژیوکاس[15] و همکاران (۲۰۰۸)،[17] در پژوهشی به شناسایی عیوبی، مانند: نفوذ سرباره، ناپیوستگی جوش، و حفره‌های گاز در مقاطع جوش داده‌شده پرداختند. ترکمن[16] و همکاران (۲۰۱۹)،[18] نیز در بررسی عیوب جوش‌ها دریافتند که رایج‌ترین عیب موجود در مقاطع جوش داده‌شده، عدم نفوذ جوش است. دیپاک[17] و همکاران (۲۰۲۱)،[19] به بررسی جوش‌های قوس فلزی با گاز محافظ[18]، قوسی تنگستن گازی، و جوشکاری با پرتو لیزری[19] پرداختند و دریافتند که جوشکاری با پرتو لیزری نسبت به دو روش دیگر بدون عیب بوده است. یامادا[20] و همکاران (۲۰۱۲)،[20] نیز در بررسی اتصال‌های جوش داده‌شده در حین جوشکاری لیزری، عیوبی مانند ترک در جوش و وجود حباب را ملاحظه کردند و دریافتند که به‌دلیل تفاوت چگالی بین فاز مایع و جامد فولاد، امکان مشاهده‌ی خطوط همجوشی وجود دارد. همچنین، استریت[21] و همکاران (۲۰۱۶)،[21] کیفیت، شکل، و عمق جوشکاری لیزری، و برناچی[22] و همکاران (۲۰۲۰)،[22] نیز وقوع خوردگی آرماتورها به‌علت وجود ترک در مقاطع بتن مسلح را بررسی کردند. میچل[23] و همکاران (۲۰۱۱)،[23] هم در پژوهش خود، ترک‌خوردگی مقاطع بتن مسلح ناشی از خوردگی تسریع‌شده‌ی آرماتورها را ملاحظه کردند. دانگ[24] و همکاران (۲۰۱۷)،[24] نیز به بررسی خوردگی تسریع‌شده‌ی آرماتورها در نمونه‌ی بتن مسلح و آسیب‌های ناشی از آن در پوشش نمونه پرداختند.

[1] Hansfild Unit
[2] Caliskan
[3] Balázs
[4] Suzuki
[5] Qiang Wei
[6] Xi
[7] Han
[8] Poinard
[9] Rossi
[10] Siryabe
[11] Ugur Caligulu
[12] Yenumula
[13] LOF (lack of fusion lines)
[14] Souza
[15] Didžiokas
[16] Türkmen
[17] Deepak
[18] GMAW (Gas Metal Arc Welding)
[19] LBW (Laser beam welding)
[20] Yamada
[21] Stritt
[22] Bernachy
[23] Michel
[24] Dong



شکل ۴. نمایی از ترک، حفره‌ها، و آرماتور.[۸]

در شکل ۴،[۸] می‌توان نمونه‌یی از نتایج حاصل‌شده را مشاهده کرد. در شکل مذکور، به خوبی وجود ترک و حفره‌ها قابل شناسایی است. این نمونه به وسیله‌ی دستگاه سی تی اسکن بررسی شده است.

علاوه‌بر بتن و فولاد، چوب نیز از مصالحی است که در گذشته کاربرد فراوانی داشته است و اکنون نیز از آن در برخی موارد استفاده می‌شود. بازرسی و مقاوم‌سازی سازه‌های چوبی و یا آثار باستانی چوبی، اهمیت فراوانی در حفظ و نگهداری آن‌ها دارد. به‌طورکلی، سازه‌های چوبی در معرض پوسیدگی و مستعد تخریب قارچی و همچنین ترک‌خوردگی هستند. روش‌هایی جهت جلوگیری از وقوع فرآیند پوسیدگی در چوب وجود دارد؛ با این حال، روش‌های مذکور فقط این فرآیند را به تأخیر انداخته‌اند. فرآیند پوسیدگی باعث کاهش استحکام و مقاومت در چوب و در نتیجه باعث خسارت‌های زیادی می‌شود. بنابراین، بازرسی و انجام اقدام‌های موردنیاز در جهت حفظ و نگهداری سازه-های چوبی و یا آثار آن ضروری است.

مانند بتن و فولاد، می‌توان به راحتی با استفاده از روش توموگرافی اشعه‌ی ایکس، سازه‌های چوبی را بررسی کرد. به جز پوسیدگی و تخریب قارچی، که در درازمدت در چوب صورت می‌گیرد، در چوب‌ها عیوب دیگری مانند گره و یا ترک نیز وجود دارند، که شناسایی آن‌ها در حفظ سلامت چوب حائز اهمیت است. در این زمینه، فعالیتی‌هایی صورت گرفته است؛ که در ادامه، به تعدادی از آن‌ها اشاره شده است. مک‌گاورن[۱] و همکاران (۲۰۱۰)،[۲۵]پوسیدگی نمونه-های چوبی در اثر قرارگیری در محیط قارچی و نیز بالک[۲] و همکاران (۲۰۰۹)،[۲۶] پوسیدگی مقاطع چوبی را بررسی کردند. سلیم و همکاران (۲۰۱۴)،[۲۷] میزان تراکم چوب در سه ناحیه‌ی مختلف از درختان را ملاحظه کردند. ریگیو[۳] و همکاران (۲۰۱۴)،[۲۸] مشکلات داخلی سازه‌ی چوبی کلیسای سنت آنه[۴] را بررسی کردند. چوبنسکی[۵] و همکاران (۲۰۱۴)،[۲۹] در پژوهشی به بررسی ساختار داخلی و عیوبی، مانند گره‌ها که در استحکام مقاطع چوبی تأثیرگذار است، پرداختند. ژی[۶] و همکاران (۲۰۱۸)،[۳۰] عیوب نمونه‌های چوبی چندلایه، شامل عیوبی مانند گره، ترک، و همچنین ساختار داخلی آن‌ها مانند حلقه‌های داخلی را بررسی کردند. کودنبرگ[۷] و همکاران (۲۰۲۰)،[۳۱] پوسیدگی ناشی از قارچ‌زدگی را بررسی کردند. گربنر[۸] و همکاران (۲۰۰۹)،[۳۲] با استفاده از روش میکرو توموگرافی اشعه‌ی ایکس به بررسی یک کلبه‌ی چوبی پرداختند. پاراچا[۹] و همکاران (۲۰۲۱)،[۳۳] مقاطع چوبی را که موردحمله‌ی آنوبیید[۱۰] (نوعی حشره) قرار گرفته بودند، بررسی کردند. در پژوهشی که توسط شرکت فورینتک کانادا[۱۱]،[۳۴] انجام شد، عیوب داخلی چوب و همچنین میزان تراکم چوب ملاحظه شد.

۲. پردازش اشعه‌ی ایکس

پس از تابش اشعه‌ی ایکس به وسیله‌ی تیوب، اشعه‌ی ایکس تولید می‌شود. با برخورد اشعه‌ی تولیدشده به جسم موردنظر، اشعه‌ی اولیه مقداری از انرژی اولیه‌ی خود را از دست می‌دهد. مطابق با قانون بیرلامبرت، شدت اشعه‌ی ایکسی که از یک جسم عبور می‌کند، مطابق با رابطه‌ی ۶،[۳۵] محاسبه می‌شود:

$$I = I_{.} \, . \, e^{-\mu x} \qquad (۶)$$

که در آن، I شدت اشعه‌ی ایکس پس از عبور از جسم، $I_{.}$ شدت اشعه‌ی ایکس قبل از جسم، μ_s ضریب تضعیف خطی در طول نمونه هستند. ضریب تضعیف، در هر نقطه‌یی از جسم که از آن عبور می‌کند، به چگالی (ρ) آن نقطه بستگی دارد. نسبت $\frac{\mu}{\rho}$ تقریباً با $Z^{۳}$ متناسب است، که Z برابر با عدد اتمی عنصر است.[۳۶]

با توجه به رابطه‌ی بیان‌شده می‌توان علت تفاوت رنگ در نواحی مختلف یک جسم را توجیه کرد. به‌طور مثال، در یک نمونه‌ی بتن مسلح در تصاویر سیاه و سفید، بخش‌های بتنی به رنگ سیاه و بخش‌های فلزی به رنگ سفید نمایش داده می‌شوند، زیرا فلز تمام اشعه را جذب خود می‌کند و میزان انرژی عبوری به صفر می‌رسد. به همین علت در نواحی مختلف تصاویر به‌دست‌آمده به وسیله‌ی آشکارساز به‌صورت سفید نمایش داده می‌شود. این تذکر لازم است که اگر عیوبی در نواحی فلزی وجود داشته باشد، مانند خوردگی آرماتور، قابل تشخیص است.

۳. نمونه‌ها

با توجه به مطالب بیان‌شده، در پژوهش حاضر، به‌منظور بررسی کارایی اشعه‌ی ایکس در شناسایی عیوب سازه‌یی، از تعدادی نمونه‌ی آزمایشگاهی بتن مسلح و چوبی استفاده شده است. نمونه‌های بتن مسلح شامل دو نمونه‌ی استوانه‌یی با ارتفاع ۵۴ و قطر ۱۵ سانتی‌متر بودند، که در مرکز هر کدام از آن‌ها دو آرماتور با قطر ۱۴ میلی‌متر به وسیله‌ی کوپلر (وصله‌ی مکانیکی) به یکدیگر متصل شده‌اند و یک نمونه‌ی بتن مسلح مستطیلی که در آن دو آرماتور به قطرهای ۸ و ۴ میلی‌متر قرار گرفته‌اند. همچنین نمونه‌های چوبی در پژوهش حاضر، شامل دو عدد چوب چهارتراش که ابعاد هر کدام ۵۷×۵ و ۵۰×۸ سانتی-متر بوده است، می‌شود. مشخصات نمونه‌ها در جدول ۱ و نمایی از آن‌ها در شکل‌های ۵ و ۶ مشاهده می‌شود.

---

۱ McGovern
۲ Bulcke
۳ Riggio
4 Saint Anne’s Church
۵ Chubinskii
۶ Ge
۷ Koddenberg
۸ Grabner
۹ Parracha
10 Anobiid
11 Forintek Canada Corp

جدول ۱. مشخصات نمونه‌ها.

نوع نمونه	ابعاد	مشخصات
بتن مسلح مستطیلی	آرماتور با قطرهای ۸ و ۴ میلی‌متر	سیمان پرتلند نوع II
دو نمونه بتن مسلح استوانه‌یی	ارتفاع ۵۴ و قطر ۱۵سانتی‌متر، آرماتور با قطر ۱۴ میلی‌متر	سیمان پرتلند نوع II
چوب چهارتراش ۱	با ابعاد ۵۷×۵×۵ سانتی‌متر	از چوب درخت گردو
چوب چهارتراش ۲	با ابعاد ۵۰×۸×۸ سانتی‌متر	از چوب درخت گردو

شکل ۵. نمونه‌ی بتن مسلح استوانه‌یی.

شکل ۶. نمونه‌های چوب.

۴. مشخصات و نحوه‌ی عملکرد دستگاه اشعه‌ی ایکس (بازرسی بار)

پژوهش حاضر با همکاری فرودگاه بین‌المللی مهرآباد، با استفاده از دستگاه بازرسی بار چمدان صورت گرفته است، که ساخت شرکت سمیتز دتکشن[۱] بوده و مشخصات آن در جدول ۲ ارائه شده است. همچنین در شکل‌های ۷ الی ۹، نمونه‌یی از این دستگاه و نحوه‌ی نمایش تصویر قابل مشاهده است.

براساس میزان تشعشعی که از چمدان عبور کرده است، یک تصویر نزدیک به زمان واقعی از اقلام ایجاد می‌شود. مواد آلی، مانند چوب، آب، پلاستیک، و

جدول ۲. مشخصات فنی دستگاه بازرسی بار چمدان.

مشخصات فنی دستگاه بازرسی بار چمدان	
ابعاد	طول ۳۵۸، ارتفاع ۱۸۴، عرض ۱۲۹ سانتی‌متر، ابعاد تونل ۹۱×۷۷ سانتی‌متر
توان	۱۶۰ کیلوولت
دوز اشعه‌ی ایکس ارسالی	۰/۰۰۰۸ میلی سیورت

شکل ۷. دستگاه بازرسی چمدان مدل ۹۰۷۵.

شکل ۸. نمایی از دستگاه بازرسی بار.

شکل ۹. نحوه‌ی نمایش تصویر در دستگاه بازرسی بار.

[۱] smiths detection

منسوجات به رنگ نارنجی هستند. مواد معدنی مانند فلزات به رنگ آبی ظاهر می‌شوند. اگر مواد آلی و معدنی در مورد اسکن‌شده هم‌پوشانی داشته باشند، روی صفحه، سبز نشان داده می‌شود. هر چه ماده متراکم‌تر باشد یا لایه‌ی ماده در مسیر اشعه‌ی ایکس ضخیم‌تر باشد، آیتم تیره‌تر روی صفحه‌ی کامپیوتر ظاهر می‌شود. موادی که بیش از حد متراکم هستند و تابش نمی‌تواند از آن عبور کند، سیاه به‌نظر می‌رسد.

این تذکر لازم است در پژوهشی که توسط صدرا و همکاران (۲۰۱۵)،[۳۷] صورت گرفت است، میزان دوز مؤثر اشعه‌ی ایکس ارسالی توسط دستگاه سی‌تی‌اسکن در مراکز محتلف بررسی شده است. در پژوهش حاضر، مشخص شد میزان کمینه‌ی دوز مؤثر برای عضوی مانند سر برابر ۰/۳۳میلی سیورت است.

۵. نتایج بازرسی

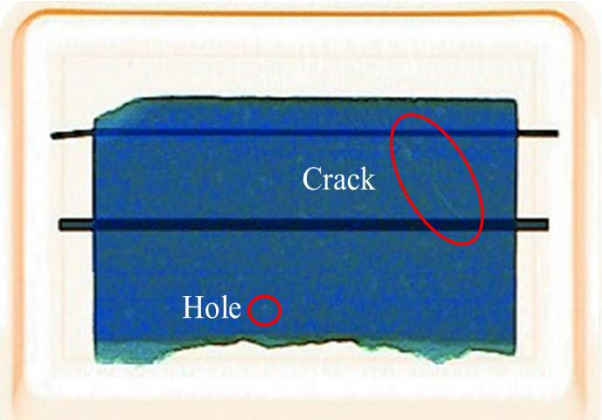
در تصاویر حاصل از توموگرافی کامپیوتری اشعه‌ی ایکس، تفاوت رنگ در نواحی مختلف جسم موردنظر، نشان‌دهنده‌ی نرخ جذب اشعه و همچنین ضریب تضعیف μ است و همان‌طور که بیان شد، ضریب μ به چگالی جسم موردنظر وابسته است. حجم یک جسم ناشی از حجم عناصر آن جسم و یا به عبارتی وکسل است. وکسل به کوچک‌ترین عضو ساختاری یک تصویر گفته می‌شود. در یک تصویر سیاه و سفید ناشی از توموگرافی کامپیوتری اشعه‌ی ایکس، هر چه مقادیر تصویر روشن‌تر (سفیدتر) بیشتر باشد، نشان‌دهنده‌ی آن است که نرخ جذب اشعه‌ی ایکس در آن ناحیه و به‌عبارتی دیگر، چگالی جسم در آن ناحیه بالاتر از سایر نواحی است و برعکس؛ هر چه مقادیر تصویر تیره‌تر (به سمت خاکستری یا سیاه) باشد، نشان‌دهنده‌ی آن است که چگالی جسم در آن ناحیه کمتر بوده است.

در نتایج حاصل از بازرسی به وسیله‌ی تجهیزات فرودگاه، تفاوتی در تصاویر به‌دست‌آمده با تصاویر معمول توموگرافی کامپیوتری اشعه‌ی ایکس وجود دارد. تصاویر حاصل از بازرسی مذکور به‌صورت رنگی است؛ که برعکس تصاویر معمول، که در آن‌ها نواحی با چگالی بالاتر روشن‌تر نمایش داده می‌شوند، نواحی با چگالی و تراکم بالاتر تیره‌تر مشاهده می‌شوند. همچنین در دستگاه اخیر، با توجه به نوع جسم موردبررسی، رنگ تصاویر خروجی متفاوت است.

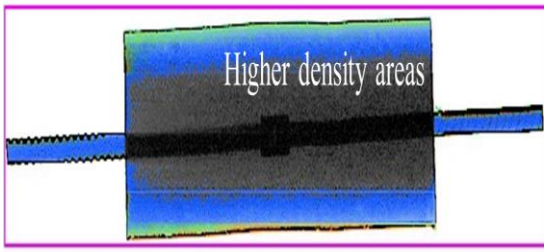
همان‌طور که بیان شد، ترک‌خوردگی در بتن از جمله عیوب آن است، که می‌توان با کمک روش ذکرشده آن را شناسایی کرد. اگر ترک در یک نمونه ایجاد شده باشد، چگالی ظاهری نمونه تغییر می‌کند، در حالی که ترک ممکن است به اندازه‌یی کوچک باشد که شناسایی نشود. جهت بررسی نمونه‌ها در دستگاه بازرسی بار چمدان، ابتدا با قرارگرفتن نمونه‌ها بر روی ریل دستگاه، نمونه‌ها وارد محفظه‌ی بازرسی می‌شوند. با عبور نمونه‌ها در داخل محفظه، اشعه‌ی ایکس به‌طورمداوم به نمونه تابیده می‌شود و از ابتدا تا انتها، نمونه بازرسی می‌شود؛ که در ادامه، به نتایج به‌دست‌آمده اشاره شده است.

۱.۵. نمونه‌های بتن مسلح

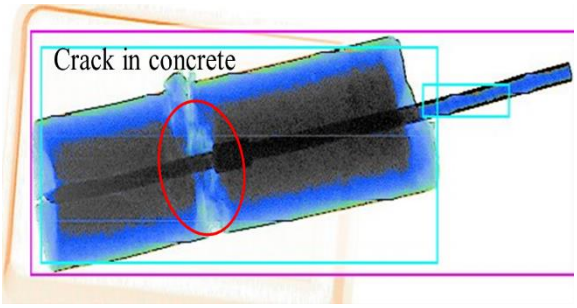
همان‌طور که در شکل ۱۰ مشاهده می‌شود، می‌توان یک ترک مورب در قسمت بالایی نمونه‌ی بتن مسلح را شناسایی کرد. با توجه به شکل، تغییر رنگ در ناحیه‌ی مذکور، نشانگر تغییر میزان چگالی به‌دلیل تفاوت در مشخصات نمونه در آن ناحیه است و نیز می‌توان با توجه به طیف رنگی متفاوت در شکل اخیر، میزان تراکم بتن در نواحی مختلف را مشاهده کرد. بدین صورت که هر چه



شکل ۱۰. نمایی از نتیجه‌ی تصویربرداری نمونه‌ی بتن مسلح مستطیلی.



شکل ۱۱. نمایی از نتیجه‌ی تصویربرداری نمونه‌ی بتن مسلح استوانه‌یی ۱.



شکل ۱۲. نمایی از نتیجه‌ی تصویربرداری نمونه‌ی بتن مسلح استوانه‌یی ۲.

نواحی پُررنگ‌تر باشند، تراکم در آن نواحی بیشتر است. همچنین در شکل مذکور مشاهده می‌شود که نواحی کناری بتن نسبت به نواحی مرکزی، طیف رنگی روشن‌تری دارند و هر چه به سمت مرکز نمونه حرکت شود، بتن متراکم‌تر و در نتیجه طیف رنگی تیره‌تری می‌شود. ضمناً در شکل ۱۰ نواحی‌یی وجود دارند که به‌صورت دایره‌هایی به رنگ سفید و یا خاکستری مشاهده می‌شوند، که نشان‌دهنده‌ی وجود حفره‌ها در نمونه هستند.

همچنین دو نمونه‌ی آزمایشی بتن مسلح استوانه‌یی به طول ۵۴ و قطر ۱۵ سانتی‌متر برای بررسی اتصال کوپلر آرماتورها، توسط توموگرافی کامپیوتری اشعه‌ی ایکس بررسی شدند. همان‌طور که در شکل ۱۱ مشاهده می‌شود، پس از آزمایش مشکلی در قسمت اتصال کوپلر به وجود نیامده است. در تصاویر رنگی نیز، نواحی که چگالی بالاتری نسبت به سایر نواحی داشتند، تیره‌تر مشاهده می‌شوند. مطابق شکل ۱۱، آرماتور در ناحیه‌ی داخلی بتن به‌صورت تیره‌تر و در نواحی خارجی با توجه به اینکه ماده‌ی دیگری وجود نداشت، نسبت به محیط با رنگ آب ی دیده می‌شوند.

در شکل ۱۲، نیز نمونه‌ی استوانه‌یی دوم، پس از تصویربرداری مشاهده می‌شود؛ که دچار ترک‌خوردگی و شکستگی در ناحیه‌ی بتنی شده است، ولی در ناحیه‌ی اتصال کوپلر دچار مشکلی نشده است. با توجه به مطالب بیان‌شده در شکل مذکور، وجود ناحیه‌یی از بتن که دچار ترک‌خوردگی و شکستگی شده است، باعث تغییر چگالی ماده در آن ناحیه شده است؛ بنابراین، در اثر عیوب ذکرشده و کاهش چگالی، نواحی اشاره‌شده با رنگی روشن‌تر نسبت به سایر نواحی مشاهده می‌شوند.

۲.۵. نمونه‌های چوبی

در نمونه‌های چوبی نیز وجود عیوبی، مانند: گره، پوسیدگی، و ترک باعث کاهش مقاومت و استحکام می‌شود و در مقاطع چوبی، همانند مقاطع بتنی، وجود ترک باعث کاهش چگالی و در نتیجه، مشاهده‌ی نواحی ذکرشده با رنگ روشن‌تر می‌شود. در دو شکل ۱۳ و ۱۴، می‌توان نتایج حاصل از بازرسی دو نمونه‌ی چوبی را مشاهده کرد.

در شکل ۱۳، در قسمت پایینی نمونه ترک مشاهده می‌شود؛ که با توجه به تفاوت رنگ و روشن‌تربودن قسمت ترک با سایر نواحی، قابل تشخیص است. همچنین در قسمت‌های مرکزی شکل اخیر، نواحی با طیف رنگی تیره‌تر، نشانگر وجود گره در آن محل است.

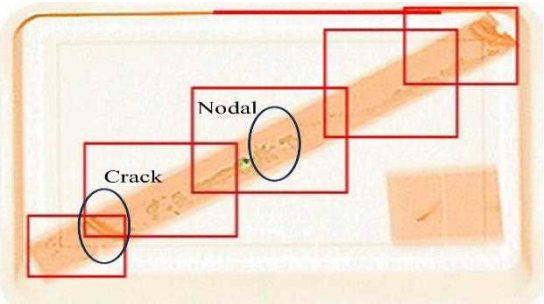
در شکل ۱۴، نیز یک ترک سراسری در طول نمونه مشاهده می‌شود؛ که در آن قسمت از نمونه، تراکم و چگالی چوب نسبت به سایر نواحی در طول نمونه متفاوت، تیره‌تر، و قابل تشخیص هستند. در نواحی مذکور ممکن است گره وجود داشته باشد و یا تراکم چوب در آنجا بیشتر از سایر نواحی باشد. برای تشخیص بهتر موارد اشاره‌شده، بهتر است نمونه دست‌کم در دو جهت متفاوت بازرسی شود.

۶. نتیجه‌گیری

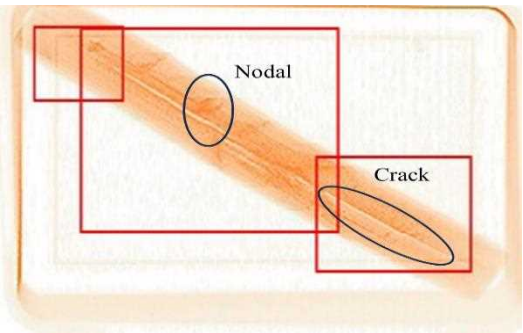
با توجه به نتایج به‌دست‌آمده از کنترل نمونه‌ها و همچنین توان دستگاه بازرسی فرودگاه می‌توان امیدوار بود که با استفاده از تجهیزات و دستگاه‌های پیشرفته‌تر، مانند دستگاه سی‌تی‌اسکن و یا میکرو سی‌تی، نتایج دقیق‌تر و قابل قبول‌تری به‌دست آید. ولی به‌طورکلی می‌توان به این موارد اشاره کرد:

۱. با توجه به نتایج به‌دست‌آمده برای بررسی دقیق نمونه‌ها با ضخامت زیاد، دست‌کم تصویربرداری از دو جهت لازم است.

۲. با توجه به اینکه هر چه ضخامت نمونه بیشتر باشد، میزان ضریب تضعیف افزایش می‌یابد و در نتیجه سبب کاهش شدت اشعه‌ی ایکس عبوری می‌شود، که با افزایش زمان تابش می‌توان این مورد را کنترل کرد.



شکل ۱۳. نمایی از نمونه‌ی چوب چهارتراش ۱.



شکل ۱۴. نمایی از چوب چهارتراش ۲.

با توجه به نتایج با مشخصات این دستگاه می‌توان حفره‌ها، ترک‌ها، و سایر عیوب را شناسایی کرد.

۳. برای شناسایی عیوب ریزتر، مانند ترک‌های ریز، نیازمند تجهیزات دقیق‌تر مانند میکرو سی‌تی و همچنین افزایش زمان تابش است.

۴. همان‌طور که توسط صدرا و همکاران بیان شد، کمترین میزان دوز مؤثر ارسالی در دستگاه سی‌تی‌اسکن برای عضوی مانند سر، برابر ۰/۳۳ میلی‌سیورت است. با توجه به تراکم بیشتر نمونه‌های بتنی و همچنین دوز ارسالی توسط دستگاه بازرسی بار (۰/۰۰۰۸ میلی‌سیورت) می‌توان عدم نمایش عیوب با وضوح بالا در تصاویر را توجیه کرد. بر همین اساس می‌توان نتیجه گرفت با استفاده از تجهیزات پیشرفته‌تر، نتایج مطلوب‌تری به‌دست خواهد آمد.

تشکر و قدردانی

از همکاری مدیریت فرودگاه بین‌المللی مهرآباد به جهت در اختیار قراردادن تجهیزات موردنیاز و همچنین همراهی مسئولان بخش فنی و مهندسی و حراست فرودگاه به جهت انجام هر چه بهتر آزمایش‌ها و نیز از پژوهشگاه بین‌المللی مهندسی زلزله و زلزله‌شناسی برای حمایت‌های مالی صورت‌گرفته، تشکر و قدردانی می‌شود.

Refernces- منابع

1. Qasrawi, H.Y., 2000. Concrete strength by combined nondestructive methods simply and reliably predicted. *Cement and Concrete Research*, *30*(5), pp.739-746. Available at: https://doi.org/10.1016/S0008-8846(00)00226-X.

2. Libretexts, 2016. 6.4: The Compton Effect by OpenStax is licensed CC BY, except where otherwise noted. *Libretexts*. Available at: https://phys.libretexts.org (Accessed: 13 September 2022).

3. Compton, A.H., 1923. A quantum theory of the scattering of X-rays by light elements. *Physical Review*, *21*(5), pp.483. Available at: https://doi.org/10.1103/PhysRev.21.483.

4. Caliskan, S., 2007. Examining Concrete Cores by Nondestructive Techniques. In: *4th Middle East NDT*

Conference and Exhibition. Citeseer. Available at: https://www.ndt.net/?id=5657.

5. Balázs, G.L., Lublóy, É. and Földes, T., 2018. Evaluation of concrete elements with X-ray computed tomography. *Journal of Materials in Civil Engineering*, *30*(9), p.06018010. Available at: https://doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0002389.

6. Suzuki, T., Shiotani, T. and Ohtsu, M., 2017. Evaluation of cracking damage in freeze-thawed concrete using acoustic emission and X-ray CT image. *Construction and Building Materials*, *136*, pp.619-626. Available at: https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.09.013.

7. Wei, Q., Leblon, B. and La Rocque, A., 2011. On the use of X-ray computed tomography for determining wood properties: a review. *Canadian Journal of Forest Research*, *41*(11), pp.2120-2140. Available at: https://doi.org/10.1139/x11-111.

8. Xi, X. and Yang, S., 2019. Investigating the spatial development of corrosion of corner-located steel bar in concrete by X-ray computed tomography. *Construction and Building Materials*, *221*, pp.177-189. Available at: https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.06.023.

9. Vicente, M.A., Mínguez, J. and González, D.C., 2019. Computed tomography scanning of the internal microstructure, crack mechanisms, and structural behavior of fiber-reinforced concrete under static and cyclic bending tests. *International Journal of Fatigue*, *121*, pp.9-19. Available at: https://doi.org/10.1016/j.ijfatigue.2018.11.023.

10. Han, J., 2013. Monitoring the evolution of accelerated carbonation of hardened cement pastes by X-ray computed tomography. *Journal of Materials in Civil Engineering*, *25*(3), pp.347-354. Available at: https://doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0000610.

11. Poinard, C., 2012. Compression triaxial behavior of concrete: the role of the mesostructure by analysis of X-ray tomographic images. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, *16*(sup1), pp.s115-s136. Available at: https://doi.org/10.1080/19648189.2012.682458.

12. Rossi, E., 2020. The influence of defects at the steel/concrete interface for chloride-induced pitting corrosion of naturally-deteriorated 20-years-old specimens studied through X-ray Computed Tomography. *Construction and Building Materials*, *235*, p.117474. Available at: https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.117474.

13. Siryabe, E., 2020. X-ray digital detector array radiology to infer sagging depths in welded assemblies. *NDT & E International*, *111*, p.102238. Available at: https://doi.org/10.1016/j.ndteint.2020.102238.

14. ÇALIGÜLÜ, U., 2016. X-ray radiography of AISI 4340-2205 steels welded by friction welding. *Materiali in Tehnologije*, *50*(1). Available at: https://doi.org/10.17222/mit.2014.211.

15. Yenumula, L., 2019. Radiographic evaluation of gas tungsten arc welded joints used in nuclear applications by X-and gamma-rays. *NDT & E International*, *102*, pp.144-152. Available at: https://doi.org/10.1016/j.ndteint.2018.11.017.

16. Souza, M., 2009. Detection of lack of fusion weld defects by radiography. In: *AIP Conference Proceedings*. American Institute of Physics. Available at: https://doi.org/10.1063/1.3114088.

17. Didžiokas, R., Januteniene, J. and Jonaityte, J., 2008. The impact of the internal welding defects on the joint strength. *Transport*, *23*(3), pp.240-244. Available at: https://doi.org/10.3846/1648-4142.2008.23.240-244.

18. Türkmen, M., 2019. X-Ray Radiography of Micro-alloyed Steel Joined by Submerged Arc Welding. *Sakarya University Journal of Science*, *23*(5), pp.896-901. Available at: https://doi.org/10.16984/saufenbilder.546992.

19. Deepak, J., 2021. Non-destructive testing (NDT) techniques for low carbon steel welded joints: A review and experimental study. *Materials Today: Proceedings*, *44*, pp.3732-3737. Available at: https://doi.org/10.1016/j.matpr.2020.11.578.

20. Yamada, T., 2012. In-situ X-ray Observation of Molten Pool Depth during Laser Micro Welding. *Journal of Laser Micro/Nanoengineering*, *7*(3). Available at: https://doi.org/10.2961/jlmn.2012.03.0002.

21. Stritt, P., 2016. Comprehensive process monitoring for laser welding process optimization. In: *High-Power Laser Materials Processing: Lasers, Beam Delivery, Diagnostics, and Applications V*. SPIE. Available at: https://doi.org/10.1117/12.2212814.

22. Bernachy-Barbe, F., 2020. Using X-ray microtomography to study the initiation of chloride-induced reinforcement corrosion in cracked concrete. *Construction and Building Materials*, *259*, p.119574. Available at: https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.119574.

23. Michel, A., 2011. Monitoring reinforcement corrosion and corrosion-induced cracking using non-destructive x-ray attenuation measurements. *Cement and Concrete Research*, *41*(11), pp.1085-1094. Available at: https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2011.06.006.

24. Dong, B., 2017. Monitoring reinforcement corrosion and corrosion-induced cracking by X-ray microcomputed tomography method. *Cement and Concrete Research*, *100*, pp.311-321. Available at: https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2017.07.009.

25. McGovern, M., 2010. Detection and assessment of wood decay using X-ray computer tomography. In: *Sensors and Smart Structures Technologies for Civil, Mechanical, and Aerospace Systems 2010*. SPIE. Available at: https://doi.org/10.1117/12.843709.

26. Van den Bulcke, J., 2009. Three-dimensional X-ray imaging and analysis of fungi on and in wood. *Microscopy and Microanalysis*, *15*(5), pp.395-402. Available at: https://doi.org/10.1017/S1431927609990419.

27. Salim, K., 2014. Characterization of Algerians oak wood by x-ray tomographic scanner and free software image-J. *Wood Research*, *59*(2), pp.335-342. Available at: https://hal.science/hal-01195079.

28. Riggio, M., 2014. In situ assessment of structural timber using non-destructive techniques. *Materials and Structures*, *47*(5), pp.749-766. Available at: https://doi.org/10.1617/s11527-013-0093-6.

29. Chubinskii, A., 2014. Physical nondestructive methods for the testing and evaluation of the structure of wood-based materials. *Russian Journal of Nondestructive Testing*, *50*(11), pp.693-700. Available at: https://doi.org/10.1134/S1061830914110023.

30. Ge, Z., 2018. The detection of structure in wood by X-ray CT imaging technique. *BioResources*, *13*(2), pp.3674-3685. Available at: https://doi.org/10.15376/biores.13.2.3674-3685.

31. Koddenberg, T., Zauner, M. and Militz, H., 2020. Three-dimensional exploration of soft-rot decayed conifer and angiosperm wood by X-ray micro-computed tomography. *Micron*, *134*, p.102875. Available at: https://doi.org/10.1016/j.micron.2020.102875.

32. Grabner, M., Salaberger, D. and Okochi, T., 2009. The need of high resolution μ-X-ray CT in dendrochronology and in wood identification. In: *2009 Proceedings of 6th International Symposium on Image and Signal Processing and Analysis*. IEEE. Available at: https://doi.org/10.1109/ISPA.2009.5297695.

33. Parracha, J., et al., 2021. Assessment of the density loss in anobiid infested pine using X-ray micro-computed tomography. *Buildings*, *11*(4), p.173. Available at: https://doi.org/10.3390/buildings11040173.

34. Lister, P., 2004. Applications of x-ray computed tomography in the wood products industry. In: *16th WCNDT 2004-World Conference on NDT*. Available at: https://www.ndt.net/?id=2464.

35. Halmshaw, R., 1995. *Industrial radiology: theory and practice*. Vol. 1. Springer Science & Business Media. Available at: https://books.google.com.

36. Vicente, M.A., Mínguez, J. and González, D.C., 2017. The use of computed tomography to explore the microstructure of materials in civil engineering: from rocks to concrete. In: *Computed tomography - advanced applications*, pp.207-230. Available at: https://doi.org/10.1016/S0008-8846(00)00226-X.

37. Sadra, H., Deevband, M.R. and Sardary, D., 2015. Estimated organ and effective dose from CT examinations using software impact at Shahid Beheshti University of Medical Sciences hospitals. *Research in Medicine*, *39*(1), pp.26-29. [In Persian]. Available at: http://pejouhesh.sbmu.ac.ir/files/site1/user_files_ec23de/sadra-A-10-864-1-6d02ab1.pdf.

مهندسی عمران شریف، (پاییز ۱۴۰۳)
دوره‌ی ۴۰، شماره‌ی ۳، صص.۹۳-۱۰۴ ، (پژوهشی)

Original Article

بررسی پارامترهای مؤثر در روانگرایی خاک‌های ماسه‌یی سُست با استفاده از روش مربع لاتین بهبودیافته

سعید گلمغانی ابراهیمی (دانشیار)
دانشکده‌ی فنی و مهندسی، واحد علوم و تحقیقات، دانشگاه آزاد اسلامی ،تهران، ایران.
علی نورزاد* (دانشیار)
دانشکده‌ی مهندسی عمران، آب و محیط زیست، دانشگاه شهید بهشتی، تهران، ایران.
حسین جواهری کوپائی (استادیار)
دانشکده‌ی فنی و مهندسی، واحد علوم و تحقیقات، دانشگاه آزاد اسلامی ،تهران، ایران.

وقوع پدیده‌ی روانگرایی در خاک‌های سُست ماسه‌یی در شرایط اشباع تحت بارهای لرزه‌یی موجب می‌شود ذرات خاک تمایل به کاهش حجم داشته باشند. به‌طوری که در صورت عدم امکان زهکشی، فشار آب حفره‌یی درون خاک افزایش می‌یابد و در شرایط تنش ثابت، تنش مؤثر بین ذرات به صفر نزدیک می‌شود. در چنین حالتی ذرات خاک هیچ‌گونه مقاومت برشی ندارد و حالت روانگرایی رخ می‌دهد. در پژوهش حاضر، تحلیل قابلیت اعتماد روانگرایی با درنظرگرفتن عدم قطعیت‌ها با استفاده از آخرین اصلاحات ارائه‌شده توسط ادریس و بولانژه (۲۰۱۴) برای روش ساده‌شده و با به‌کارگیری روش مربع لاتین بهبودیافته (**IHS**) انجام شده است. مقایسه‌ی نتایج روش **IHS** با شبیه‌سازی مونت‌کارلو نشان داد که روش پیشنهادی برای تحلیل روانگرایی قابل اعتماد است. تحلیل حساسیت انجام‌شده بر روی محدوده‌ی وسیعی از خاک‌های روانگرا و غیرروانگرا بر مبنای ضرایب تغییرات پارامترها نشان داد که تغییرپذیری پارامترهای خاک و بارگذاری زلزله می‌تواند تأثیر مهمی در احتمال روانگرایی داشته باشد.

واژگان کلیدی: روانگرایی، عدم قطعیت، خاک سُست ماسه‌یی، تحلیل قابلیت اعتماد، نمونه‌گیری مربع لاتین بهبودیافته **(IHS)**.

saeed.golmoghany@srbiau.ac.ir
a_noorzad@sbu.ac.ir
h-javaheri@srbiau.ac.ir

۱. مقدمه

روانگرایی یکی از علل مهم خرابی سازه‌هاست. از زمان وقوع زلزله‌های نیگاتا و آلاسکا (۱۹۶۴) تا زلزله‌های سال‌های اخیر، مطالعات گسترده‌یی درخصوص روانگرایی در سراسر جهان انجام شده است. در ایران نیز پدیده‌ی روانگرایی در نقاط مختلف مشاهده شده است، که در این خصوص می‌توان به مشاهده‌های موجود در زلزله‌های رودبار (۱۹۹۰) و بوشهر (۲۰۱۳) اشاره کرد.

روابط مختلفی برای ارزیابی پتانسیل روانگرایی خاک وجود دارند؛ که عموماً براساس یکی از سه روش: مبتنی بر تنش تناوبی،[۱] کرنش تناوبی،[۲] و روش انرژی،[۳] توسعه داده شده‌اند. سید و ادریس[۱] (۱۹۷۱)،[۱] روشی را مبتنی بر نتایج آزمایش SPT برای ارزیابی پتانسیل روانگرایی خاک ارائه کرده‌اند، که به روش ساده‌شده معروف است. روش اخیر، موردتأیید آیین‌نامه‌های مختلف نیز قرار گرفته و مطالعات زیادی مبتنی بر آن انجام شده است.[۴-۱۰] روش ساده‌شده، قطعی است و از ضریب اطمینان (F_S) در برابر روانگرایی برای ارزیابی پتانسیل روانگرایی خاک استفاده می‌کند.

از آنجایی که در روش‌های قطعی، عدم قطعیت پارامترها لحاظ نمی‌شوند و با توجه به ماهیت احتمالاتی بارگذاری زلزله و عدم قطعیت‌های ذاتی و شناختی پارامترهای خاک، پژوهشگران مختلف از روش‌های تحلیل قابلیت اعتماد برای لحاظ‌کردن عدم قطعیت‌های موجود در پارامترهای مقاومتی خاک و بارگذاری زلزله در ارزیابی قابلیت روانگرایی خاک استفاده کرده‌اند. در حالت کلی، روش‌های قابلیت اعتماد به دو گروه تقریبی و شبیه‌سازی تقسیم می‌شوند. از کارهای انجام‌یافته به روش تقریبی، می‌توان به استفاده از روش لنگر دوم مرتبه‌ی اول ۲(FOSM)،[۱۱] روش قابلیت اعتماد مرتبه‌ی اول۳ (FORM)،[۱۲] و روش لنگر دوم مرتبه‌ی اول پیشرفته ۴(AFOSM)،[۱۳] در تعیین پتانسیل روانگرایی خاک اشاره کرد. اغلب کارهای صورت‌گرفته به روش شبیه‌سازی با استفاده از شبیه‌سازی مونت‌کارلو،[۱۴-۱۶] انجام شده است، هر

*نویسنده مسئول
تاریخ دریافت:۱۴۰۲/۰۷/۱۶، تاریخ اصلاحیه: ۱۴۰۲/۱۰/۱۰، تاریخ پذیرش: ۱۴۰۲/۱۰/۱۳.

استناد به این مقاله:
گلمغانی ابراهیمی، سعید، نورزاد، علی، و جواهری کوپائی ، حسین، ۱۴۰۳. بررسی پارامترهای مؤثر در روانگرایی خاک‌های ماسه‌یی سُست با استفاده از روش مربع لاتین بهبودیافته، مهندسی عمران شریف، ۴۰(۳)، صص.۹۳-۱۰۴. DOI: 10.24200/j30.2024.63178.3260

[۱] Seed & Idriss
[۲] First-Order Second-Moment
[۳] First Order Reliability Method
[۴] Advanced First Order Second Moment

جدول ۱. مشخصات موارد تاریخچه‌ی منتخب برای انجام تحلیل‌های مقدماتی.

مورد		M	A_{max}/g	Avg. depth (m)	σ_v (kPa)	σ'_v (kPa)	Avg. N_{spt}	FC (%)	Liq. ?
۱	Wildlife B (۱۹۸۱)- Westmorland earthquake	۵/۹	۰/۲۶	۴/۶	۸۷	۵۴	۷/۱	۳۰	Yes
۲	Northridge earthquake (۱۹۹۴)- Balboa B1v. Unit C	۶/۶۹	۰/۸۴	۸/۵	۱۵۶	۱۴۳	۱۳/۶	۵۰	Yes
۳	Tokachi-Oki earthquake (۱۹۶۸)- Nanaehama-۳-۲-۱	۸/۳	۰/۲	۴	۷۵	۴۵	۵	۲۰	Yes
۴	Niigata earthquake (۱۹۶۴)- Old Town-۲	۷/۶	۰/۱۸	۱۰/۱	۱۹۰	۱۰۹	۲۰	۲	No
۵	Nihonkai-Chubu earthquake (۱۹۸۳)- Hakodate	۷/۷	۰/۰۵۲	۴/۲۹۵	۸۱	۵۴	۲/۶	۶۶	No
۶	Loma Prieta earthquake(۱۹۸۹)- Miller Farm CMF ۵	۶/۹۳	۰/۳۹	۷	۱۳۰	۱۰۸	۲۰	۱۳	Yes

چند شبیه‌سازی مونت‌کارلو به دلیل پیچیدگی‌های محاسباتی چندان محبوب نیست،[۱۴] و بیشتر به عنوان معیاری برای ارزیابی سایر روش‌ها استفاده می‌شود. اخیراً روش‌های آماری، که از نمونه‌گیری طبقه‌بندی‌شده استفاده می‌کنند و در انتخاب نقاط نمونه، رفتاری هوشمندانه‌تر دارند، بیشتر از روش‌های سعی و خطایی مانند مونت‌کارلو استفاده می‌کنند. یکی از روش‌های مذکور، روش نمونه‌گیری مربع لاتین بهبودیافته (IHS)[۱] است،[۱۷] که مطالعات اندکی در استفاده از آن برای تحلیل روانگرایی انجام شده،[۸] و تاکنون از آن برای تحلیل حساسیت روانگرایی خاک استفاده نشده است.

در روش IHS، پس از ایجاد نمونه‌های تصادفی، نمونه‌ها دسته‌بندی می‌شوند و از هر دسته یک نمونه انتخاب می‌شود. این کار باعث کاهش تعداد نمونه‌ها می‌شود. نمونه‌ی معرف هر دسته به گونه‌یی انتخاب می‌شود که فاصله‌ی بهینه با سایر نقاط دسته داشته باشد. روش IHS شامل تمام مزایای انتخاب نمونه‌ی تصادفی است و نسبت به روش شبیه‌سازی مونت‌کارلو، سهولت محاسباتی و سرعت عمل بیشتری دارد. بنابراین، در مورد استفاده از روش‌های نمونه‌گیری طبقه‌بندی‌شده در مطالعات تحلیل قابلیت اطمینان روان‌گرایی، آگاهی کافی وجود ندارد.

در نوشتار حاضر، ابتدا امکان‌سنجی تحلیل روانگرایی با استفاده از روش IHS بررسی شده است. برای این منظور، با انتخاب پارامترهای خاک و متغیرهای حرکت تصادفی زمین‌لرزه، احتمال روانگرایی برای شش حالت موردی با استفاده از روش IHS به‌دست آمده و مراحل محاسبه شرح داده شده است. از آنجایی که شبیه‌سازی مونت‌کارلو (MC) در اغلب منابع به‌عنوان روش معیار در ارزیابی احتمال روانگرایی استفاده شده است؛ لذا در مطالعه‌ی حاضر، احتمال روانگرایی خاک با استفاده از روش‌های شبیه‌سازی MC و IHS محاسبه و نتایج آن‌ها مقایسه شده است. سپس بر روی دقت روش IHS بحث صورت گرفته و مشخص شده است که روش IHS، یک رویکرد جدید برای تحلیل قابلیت اطمینان روانگرایی خاک است، که می‌تولند زمان و هزینه‌ی محاسباتی را به میزان چشمگیری کاهش دهد. از آنجایی که تاکنون از روش IHS برای تحلیل حساسیت روانگرایی خاک‌ها استفاده نشده و تحلیل حساسیت انجام‌شده در مطالعات پیشین با روش‌های دیگر بر روی دامنه‌ی محدودی از خاک‌های عمدتاً روانگرا انجام شده است (که همین مورد در نتایج آن‌ها تأثیر گذاشته است)، باعث شده است پژوهشگران مختلف نتایج متناقضی درخصوص تأثیر پارامترهای مشخص گزارش کنند.[۱۶ و ۲۶] در پژوهش حاضر، تحلیل حساسیت با استفاده از روش IHS و براساس ضریب تغییرات (COV)[۲] برای تعیین تأثیر پارامترهای مختلف در احتمال روان‌گرایی و نیز تحلیل حساسیت بر روی طیف وسیعی از موارد روانگرا و غیرروانگرا انجام و ملاحظه شد که استفاده از یک محدوده‌ی خاص و محدود از پارامترها می‌تواند نتایج را تحت تأثیر قرار دهد و در نتیجه‌های به‌دست‌آمده، اختلاف‌هایی مشاهده شود.

۲. مشخصات ژئوتکنیکی و لایه‌بندی خاک‌های مطالعه‌شده

به‌منظور ارزیابی نتایج و کاربرد روش‌های قطعی و قابلیت اعتماد ارزیابی روانگرایی، اطلاعات ژئوتکنیکی شش گمانه، که توسط بولانژه و ادریس[۳] (۲۰۱۴) مطابق جدول ۱ ارائه شده است،[۱۸] استفاده شده است. این موارد تاریخچه‌یی به نحوی انتخاب شده‌اند که هم در برگیرنده‌ی موارد روانگرا و هم غیرروانگرا هستند و هم محدوده‌ی نسبتاً وسیعی از هر پارامتر مؤثر در روانگرایی را شامل می‌شوند. در شکل ۱، مشخصات خاک استفاده‌شده در تحلیل حساسیت مشاهده می‌شود.

برای انجام تحلیل حساسیت، مشخصات یک گمانه که تحت تأثیر زلزله‌ی نیگاتا[۴] (۱۹۶۴، ۱۶ ژوئن) در محل کاواگیشی- چو [5] قرار گرفته و توسط بولانژه و ادریس (۲۰۱۰) گزارش شده است، انتخاب شده است. زلزله‌ی تجربه‌شده توسط گمانه‌ی اخیر، دارای M=۷/۶ و a_{max}=۰/۱۶۲g بوده است.

۳. تحلیل موارد تاریخچه‌یی برای ارزیابی پتانسیل روانگرایی

روانگرایی خاک با استفاده از یک روش قطعی مبتنی بر آزمایش SPT و قابلیت اعتماد توسط شبیه‌سازی‌های MC و IHS ارزیابی شده است.

---

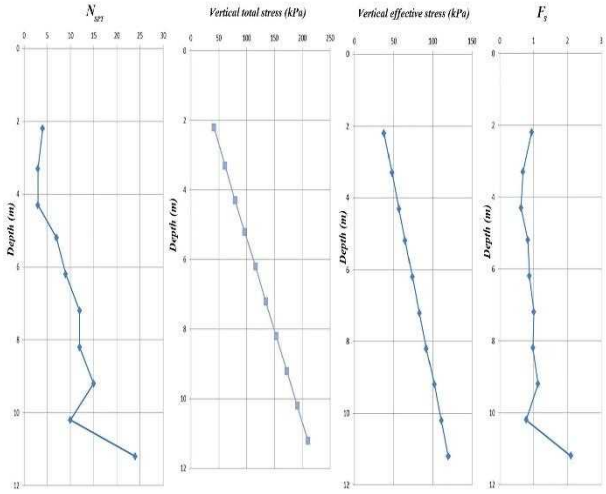
۱ Improved distributed Hypercube Sampling

۲ Coefficient Of Variation

۳ Boulanger & Idriss

۴ Niigata

۵ Kawagishi-Cho



شکل ۱. مشخصات خاک گمانه‌ی بررسی‌شده در تحلیل حساسیت.

همچنین برای تحلیل حساسیت از روش تحلیل قابلیت اعتماد به روش IHS استفاده شده است.

۱.۳. ارزیابی پتانسیل روانگرایی به روش قطعی

روش مبتنی بر آزمایش SPT برای ارزیابی پتانسیل روانگرایی که اولین بار توسط سید و ادریس (۱۹۷۱) توسعه یافته است، طی ده‌ها سال به‌عنوان روش استاندارد در سراسر دنیا استفاده شده است.[۷] آخرین بروزرسانی در روابط مبتنی بر آزمایش SPT توسط ادریس و بولانژه (۲۰۱۴) انجام شده است.[۱۸] برای ارزیابی روانگرایی، نسبت تنش تناوبی (CSR) در عمق دلخواه z اغلب به‌صورت مقدار معرف معادل ۶۵٪ نسبت تنش برشی تناوبی بیان می‌شود، که به‌صورت رابطه‌ی ۱ پیشنهاد شده است:

$$CSR_{M,\sigma_v^{'}} = ۰/۶۵ \frac{\sigma_v}{\sigma_v^{'}} \frac{a_{max}}{g} r_d \qquad (۱)$$

که در آن، σ_v تنش کل قائم (بر حسب کیلوپاسکال) در عمق z (بر حسب متر)، $\sigma_v^{'}$ تنش مؤثر قائم (بر حسب کیلوپاسکال)، $\frac{a_{max}}{g}$ بیشینه‌ی شتاب افقی (به‌صورت نسبتی از شتاب ثقل) در سطح زمین، و r_d ضریب کاهش تنش برشی به‌منظور لحاظ‌کردن پاسخ دینامیکی پروفیل خاک هستند. در رابطه‌ی اخیر، r_d به‌صورت رابطه‌ی ۲ بیان می‌شود:

$$r_d = \exp\left[\alpha(z) + \beta(z).M\right] \qquad (۲)$$

که در آن، $\alpha(z)$ و $\beta(z)$ مطابق روابط ۳ و ۴ محاسبه می‌شوند:

$$\alpha(z) = -۱/۰۱۲ - ۱/۱۲۶ sin\left(\frac{z}{۱۱/۷۳} + ۵/۱۳۳\right) \qquad (۳)$$

$$\beta(z) = ۰/۱۰۶ + ۰/۱۱۸ sin\left(\frac{z}{۱۱/۲۸} + ۵/۱۴۲\right) \qquad (۴)$$

که در آن‌ها، z عمق خاک به متر و عبارت داخل sin به رادیان هستند. نسبت مقاومت تناوبی (*CRR*) ظرفیت خاک برای مقاومت در برابر روانگرایی را بیان می‌کند. رابطه‌ی *CRR* برای مقادیر *M*=۷/۵ و $\sigma_v^{'}$=۱ atm به صورت مبنا ارائه شده و برای سایر مقادیر *M* و $\sigma_v^{'}$ با استفاده از روابط ۵ الی ۱۵ اصلاح می‌شود:

$$CRR_{M,\sigma_v^{'}} = CRR_{M=۷/۵,\sigma_v^{'}=۱}.MSF.K_\sigma \qquad (۵)$$

$$MSF = ۱ + \left(MSF_{max} - ۱\right)\left[۸/۶۴ exp\left(\frac{-M}{۴}\right) - ۱/۳۲۵\right] \qquad (۶)$$

$$MSF_{max} = ۱/۰۹ + \left(\frac{(N_۱)_{۶۰cs}}{۳۱/۵}\right)^۲ \le ۲/۲ \qquad (۷)$$

$$K_\sigma = ۱ - C_\sigma ln\left(\frac{\sigma_v^{'}}{P_a}\right) \le ۱/۱ \qquad (۸)$$

$$C_\sigma = \frac{۱}{۱۸/۹ - ۲/۵۵\sqrt{(N_۱)_{۶۰cs}}} \le ۰/۳ \qquad (۹)$$

$$C_N = \left(\frac{P_a}{\sigma_v^{'}}\right)^m \le ۱/۷ \qquad (۱۰)$$

$$m = ۰/۷۸۴ - ۰/۰۷۶۸\sqrt{(N_۱)_{۶۰cs}} \qquad (۱۱)$$

$$(N_۱)_{۶۰} = C_N C_E C_R C_B C_S N_m \qquad (۱۲)$$

$$(N_۱)_{۶۰cs} = (N_۱)_{۶۰} + \Delta(N_۱)_{۶۰} \qquad (۱۳)$$

$$\Delta(N_۱)_{۶۰} = exp\left[۱/۶۳ + \frac{۹/۷}{FC + ۰/۰۱} - \left(\frac{۱۵/۷}{FC + ۰/۰۱}\right)^۲\right] \qquad (۱۴)$$

$$CRR_{M=۷/۵,\sigma_v^{'}=۱atm} = exp\left[\frac{(N_۱)_{۶۰cs}}{۱۴/۱} + \left(\frac{(N_۱)_{۶۰cs}}{۱۲۶}\right)^۲ - \left(\frac{(N_۱)_{۶۰cs}}{۲۳/۶}\right)^۳ + \left(\frac{(N_۱)_{۶۰cs}}{۲۵/۴}\right)^۴ - ۲/۸\right] \qquad (۱۵)$$

در روابط اخیر، P_a فشار اتمسفر و FC محتوای ریزدانه‌ی خاک، C_N ضریب اصلاح سربار، C_E ضریب اصلاح انرژی، C_R ضریب اصلاح طول، C_B یک ضریب تصحیح برای قطرهای غیراستاندارد گمانه، C_S ضریب اصلاح برای استفاده از نمونه‌گیر دو کفه‌یی، و N_m تعداد ضربه‌های اندازه‌گیری‌شده در آزمایش SPT هستند.

ضریب اطمینان در برابر روانگرایی (F_S) از رابطه‌ی ۱۶ به‌دست می‌آید:

$$F_S = \frac{CRR_{M,\sigma_v^{'}}}{CSR_{M,\sigma_v^{'}}} \qquad (۱۶)$$

اگر $F_S \le ۱$، خاک روانگرا می‌شود و در صورتی که $F_S > ۱$، روانگرایی اتفاق نخواهد افتاد.

۲.۳. ارزیابی پتانسیل روانگرایی به روش قابلیت اعتماد

برای انجام تحلیل قابلیت اعتماد لازم است این مراحل انجام شود:

الف) تعیین تابع حالت حدی؛
ب) تعریف میانگین و انحراف معیار هر پارامتر خاک؛
ج) محاسبه‌ی ماتریس همبستگی برای پارامترهای خاک؛
د) محاسبه‌ی احتمال روانگرایی.

تحلیل قابلیت اعتماد همواره با فرموله‌کردن تابع حالت حدی مسئله‌ی موردمطالعه شروع می‌شود. در مورد روانگرایی، تابع حالت حدی یا تابع عملکرد تابعی است که منطقه‌ی روانگرا را از منطقه‌ی غیرروانگرا جدا می‌کند و به‌صورت رابطه‌ی ۱۷ بیان می‌شود:

$$G(X) = CRR - CSR = ۰ \qquad (۱۷)$$

به‌دلیل عدم قطعیت‌های موجود در پارامترهای سازنده‌ی CRR و CSR، پارامترهای اخیر با متغیرهای تصادفی تعریف می‌شوند. برای محاسبه‌ی CSR دو متغیر تصادفی، تعداد ضربه‌های آزمایش نفوذ استاندارد (N_{spt}) و محتوای ریزدانه (FC) و برای محاسبه‌ی CSR، چهار متغیر تصادفی a_{max}، M، σ_v، و σ_v' بررسی شده‌اند.

بنابراین، $G(X)$ تابعی از ۶ متغیر تصادفی است، که به‌صورت رابطه‌ی ۱۸ بیان می‌شود:

$$G(X) = CRR - CSR = G\left(N_{spt}, FC, a_{max}, M\ , \sigma_v, \sigma_v'\right) \qquad (۱۸)$$

احتمال روانگرایی با انتگرال‌گیری از رابطه‌ی اخیر به‌صورت رابطه‌ی ۱۹ تعریف می‌شود:

$$P_f = \mathrm{P}\left(g(X) \le ۰\right) = \int_{g(X)\le ۰} f_X(X)\,dX \qquad (۱۹)$$

که در آن، $f_X(X)$ تابع چگالی احتمال متغیرهای تصادفی است. پس از تعریف تابع عملکرد، عدم قطعیت پارامترهای موجود در رابطه با استفاده از تابع توزیع احتمال و انحراف معیار هر متغیر تصادفی تعیین می‌شود. در مطالعه‌ی حاضر فرض شده است که هر ۶ متغیر تصادفی از توزیع نرمال تبعیت می‌کنند.

برای محاسبه‌ی انحراف معیار متغیرهای تصادفی، چهار روش که می‌توان از آن‌ها در شرایط مختلف استفاده کرد، عبارت‌اند از: محاسبه از روی داده‌های موجود، مقادیر منتشرشده، قانون سه سیگما، و قانون سه سیگمای ترسیمی.[۱۹] در پژوهش حاضر، انحراف معیار با استفاده از مقادیر منتشرشده برای ضریب تغییرات و مطابق رابطه‌ی ۲۰ محاسبه شده است:

$$\sigma = (COV)(\overline{x}) \qquad (۲۰)$$

که در آن، σ انحراف معیار[1]، ضریب کواریانس (COV) تغییرات، و $\overline{x}$ مقدار میانگین هستند.

فون[۲] (۲۰۰۸)،[۲۰] کارهای انجام‌یافته‌ی قبلی پژوهشگران مختلف را جمع‌بندی و ارزیابی کرد. همچنین جدول ۲ را برای تعیین ضرایب تغییرات متغیرهای تصادفی و جدول ۳ را برای ضرایب همبستگی بین متغیرهای تصادفی ارائه کرد، که در پژوهش حاضر برای انتخاب محدوده‌ی COV و

جدول ۲. محدوده‌ی ضرایب تغییرات متعارف برای متغیرهای تصادفی ورودی.[۲۰]

متغیر تصادفی	محدوده‌ی متعارف برای COV
$N_{۱/۶۰}$	۰/۰–۱/۴
FC	۰/۰–۰۵/۳۵
σ_v'	۰/۰–۰۵/۲
σ_v	۰/۰–۰۵/۲
a_{max}	۰/۰–۱/۲
M	۰/۰–۰۵/۱

جدول ۳.ضرایب همبستگی بین ۶ متغیر تصادفی ورودی.[۲۰]

متغیر	$N_{۱/۶۰}$	FC	σ_v'	σ_v	a_{max}	M
$N_{۱/۶۰}$	۱	۰	۰/۳	۰/۳	۰	۰
FC	۰	۱	۰	۰	۰	۰
σ_v'	۰/۳	۰	۱	۰/۹	۰	۰
σ_v	۰/۳	۰	۰/۹	۱	۰	۰
a_{max}	۰	۰	۰	۰	۱	۰/۹
M	۰	۰	۰	۰	۰/۹	۱

جدول ۴. مشخصات استفاده‌شده برای متغیرهای تصادفی.

متغیر	$N_{۱/۶۰}$	FC	σ_v'	σ_v	a_{max}	M
COV	۰/۲۵	۰/۲	۰/۱۲۵	۰/۱۲۵	۰/۱۵	۰/۰۷۵

ضریب همبستگی استفاده شده‌اند.

با توجه به موارد اشاره‌شده در تحلیل‌های انجام‌یافته در بخش‌های بعد، ابتدا ضرایب تغییرات متغیرهای تصادفی انتخابی مطابق مقادیر درج‌شده در جدول ۴ قرار گرفته و سپس در زمان انجام تحلیل حساسیت از محدوده‌ی ارائه‌شده در جدول ۱ استفاده شده است.

۳.۳. شبیه‌سازی مونت‌کارلو (MC)

شبیه‌سازی مونت‌کارلو، یک الگوریتم محاسباتی است که برای محاسبه‌ی نتایج از نمونه‌گیری تصادفی تکرارشونده استفاده می‌کند. در شبیه‌سازی مونت‌کارلو برای تعیین کمّی عدم قطعیت‌های مدل، برای هر یک از متغیرهای تصادفی ورودی، یک تابع توزیع احتمال در نظر گرفته می‌شود. در صورتی که متغیرهای ورودی مدل به‌صورت غیرقطعی توصیف شوند،

[۱] Standard deviation
[۲] Phoon

خروجی‌های مدل نیز لزوماً غیرقطعی خواهند بود و به یک جواب واحد ختم نمی‌شوند. در روش مونت‌کارلو برای هر پارامتر ورودی تصادفی با توجه به شکل تابع چگالی احتمال آن و دامنه‌ی تغییراتش، اعداد تصادفی ایجاد می‌شود. اعداد تصادفی ساخته‌شده، در تابع عملکرد قرار داده می‌شوند و این فرایند تا آنجا ادامه می‌یابد که به‌طور تقریبی تابع چگالی ضریب اطمینان تعیین و با توجه به آن، احتمال گسیختگی محاسبه می‌شود.

شبیه‌سازی مونت‌کارلو، چهار مرحله دارد:[۲۱ و ۲۲]

- برای هر کدام از متغیرهای تصادفی ورودی، یک مقدار تصادفی با توجه به تابع چگالی احتمال آن انتخاب می‌شود.
- مقدار ضریب اطمینان با استفاده از تابع عملکرد و با توجه به مقدار عددی انتخاب‌شده در مرحله‌ی اول محاسبه می‌شود.
- مراحل یک و دو به تعداد بسیار زیادی تکرار می‌شوند و مقدار ضریب اطمینان برای هر تکرار، تعیین می‌شود.
- با استفاده از مقادیر ضریب اطمینانی که از مراحل قبل به دست آمده‌اند، می‌توان احتمال وقوع شرایط نامناسب ($F_S < ۱$) ، مقدار میانگین، واریانس ضریب اطمینان، و شکل تابع چگالی احتمال ضریب اطمینان را به‌دست آورد.

تعداد تکرار لازم در شبیه‌سازی مونت‌کارلو برای ساخت تابع توزیع احتمال تابع عملکرد به میزان سطح ایمنی، دقت مطلوب برای حل مسئله و همچنین تعداد متغیرهای تصادفی دخیل در مسئله بستگی دارد. تعداد تکرارهای لازم برای مسائل با متغیرهای تصادفی ورودی را می‌توان با رابطه‌ی ۲۱ تقریب زد:[۲۳ و ۲۴]

$$N = \left(\frac{d^{۲}}{۴\left(۱-\varepsilon\right)^{۲}} \right)^{m} \qquad (۲۱)$$

که در آن، N تعداد مراحل محاسباتی شبیه‌سازی مونت‌کارلو، d و ε به ترتیب انحراف معیار نرمال و سطح اطمینان مطلوب، و m تعداد متغیرهای تصادفی ورودی هستند.

۴.۳. روش نمونه‌گیری مربع لاتین بهبودیافته

همان‌طور که گفته شد، شبیه‌سازی مونت‌کارلو از توالی مختلف اعداد تصادفی با تعداد زیادی مراحل محاسباتی، برای حل مسئله استفاده می‌کند. از طرفی، با توجه به رابطه‌ی ارائه‌شده برای تعداد تکرارهای لازم در حل مسائل با شبیه‌سازی مونت‌کارلو، هنگامی که ابعاد مسئله اضافه می‌شود، محاسبات به طرز ناامیدکننده‌یی افزایش پیدا می‌کنن، به نحوی که مسئله بسیار بزرگ‌تر از آن می‌شود که بتوان آن را حل کرد.

اخیراً به جای استفاده از روش‌های سعی و خطایی، مانند شبیه‌سازی مونت‌کارلو، به روش‌های احتمالاتی برای نمونه‌گیری طبقه‌بندی‌شده توجه شده است، تا محل‌های نمونه هوشمندانه‌تر انتخاب شوند. روش‌های نمونه‌گیری طبقه‌بندی‌شده، بهبودیافته‌ی روش‌های نمونه‌گیری تصادفی هستند. این روش‌ها از یک طرح برای انتخاب نقاطی که بهترین پوشش فضا را داشته باشند، استفاده می‌کنند و در آن‌ها قبل از اینکه تحلیل انجام شود، تلاش بیشتری برای انتخاب نقاط نمونه انجام می‌گیرد تا آن‌ها بتوانند متغیرهای طراحی موردنظر را در تمام فضای طراحی پوشش دهند. یکی از روش‌های مذکور، روش نمونه‌گیری مربع لاتین بهبودیافته[۱] است، که به اختصار IHS نامیده می‌شود.[۲۱] نمونه‌گیری IHS، از نمونه‌گیری بسیار ساختاریافته‌یی استفاده می‌کند، در حالی‌که طبیعت اتفاقی اولیه‌ی سیستم برای برآورد خطا را نیز حفظ می‌کند.

در روش IHS، کلیه‌ی نقاط تصادفی تولیدشده به سبدهایی تقسیم می‌شوند. از هر سبد، نقاطی به‌عنوان نماینده انتخاب می‌شوند که فاصله‌ی آن‌ها از سایر نقاط انتخابی برابر یک مقدار بهینه باشد. این فاصله‌ی بهینه توسط رابطه‌ی ۲۲ تا ۲۴ تعیین می‌شود، که در آن n تعداد سبدها و m تعداد ابعاد است. در این روش پس از ایجاد نقاط تصادفی، فاصله‌ی هر نقطه با تمام نقاط دیگر مقایسه می‌شود و نقطه‌یی که مجموعه‌ی مطلوب را ایجاد می‌کند، از تمام نقاط ممکن انتخاب می‌شود. این پروسه تا زمانی که مجموعه‌ی کل نمونه انتخاب شوند، تکرار می‌شود.

$$n^{m} = \text{حجم} \qquad (۲۲)$$

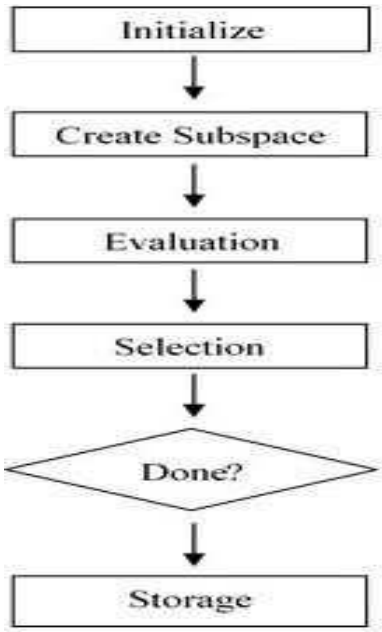
$$\frac{n^{m}}{n} = \frac{\text{حجم}}{\text{نقطه}} \qquad (۲۳)$$

$$d_{opt} = \frac{n}{\sqrt[m]{n}} \qquad (۲۴)$$

الگوریتم انتخاب نقاط نمونه در روش IHS در شکل ۲ مشاهده می‌شود:

انجام محاسبات به روش IHS، این گام‌ها را دارد:

۱- برای هر کدام از متغیرهای تصادفی ورودی، تعدادی نقاط تصادفی با تابع چگالی احتمال یکنواخت بین ۰ و ۱ تولید می‌شوند.



شکل ۲. الگوریتم انتخاب نقاط نمونه در روش IHS.

[۱] Improved Hypercube Sampling

جدول ۵. احتمال روانگرایی موارد تاریخچه‌یی منتخب حاصل از شبیه‌سازی MC و IHS.

مورد	F_S	تعداد نقاط نمونه در روش IHS					MC
		۱۰	۱۰۰	۱۰۰۰	۲۰۰۰	۴۰۰۰	
۱	۰/۸۰۶	۸۰	۶۸	۷۳/۳	۷۳/۲	۷۴/۰۷۵	۷۳/۷
۲	۰/۳۸۴	۱۰۰	۱۰۰	۹۹/۳	۹۸/۷۵	۹۹/۰۵	۹۸/۹
۳	۰/۶۴۴	۱۰۰	۹۶	۹۷/۲	۹۶/۹	۹۷/۰۵	۹۶/۸
۴	۱/۳۸۵	۲۰	۲۹	۲۴/۴	۲۴/۶۵	۲۴/۶۷۵	۲۴/۶
۵	۲/۴۹۳	۰	۰	۰	۰	۰	۰
۶	۱/۰۱۴	۴۰	۴۹	۴۵/۸	۴۶/۱	۴۶	۴۶/۳

۲- از بین نقاط تولیدشـــده برای هر متغیر تصـــادفی، تعداد نقاط موردنیاز انتخاب می‌شـــود. این انتخاب به نحوی اســـت که هر نقطه‌ی انتخاب‌شـــده، فاصله‌ی بهینه از سایر نقاط تولیدشده داشته باشد.

۳- تابع چگالی احتمال موردنظر برای هر متغیر تصادفی به نقاط انتخاب‌شده مربوط به آن متغیر تصادفی اعمال می‌شود.

۴- مقدار ضریب اطمینان با استفاده از تابع عملکرد و با توجه به مقدار عددی انتخاب‌شده در مرحله‌ی قبل محاسبه می‌شود.

۵- مرحله‌ی ۴ به تعداد نقاط انتخاب‌شـــده برای هر پارامتر تکرار و مقدار ضریب اطمینان برای هر تکرار، محاسبه می‌شود.

۶- با اســـتفاده از مقادیر ضـــریب اطمینانی، که از مراحل قبل به دســـت آمده است، می‌توان احتمال وقوع شرایط نامناسب $(F_s < ۱)$ را محاسبه کرد.

۵.۳. مقایســـه‌ی نتایج حاصـــل از تحلیل قابلیت اعتماد روانگرایی با استفاده از شبیه‌سازی MC و IHS

از آنجایی که شـــبیه‌ســـازی MC در مطالعات متعددی برای تحلیل قابلیت اعتماد روانگرایی اســـتفاده شـــده اســـت، برای بررســـی کارائی روش IHS در تحلیل قابلیت اعتماد روانگرایی، شـش مورد تاریخچه‌یی با مشـخصـات مندرج در جدول ۱ با اســـتفاده از شـــبیه‌ســـازی MC و روش IHS تحلیل و احتمال روانگرایی محاسبه شده است.

برای انجام تحلیل‌ها با استفاده از شبیه‌سازی MC، ابتدا تعداد تکرارهای لازم در شـبیه‌سـازی مونت‌کارلو با اسـتفاده از رابطه‌ی ۲۱ و به‌صـورت رابطه‌ی ۲۵ تعیین شده است:

$$N = \left(\frac{d^{۲}}{۴\left(۱-\varepsilon\right)^{۲}}\right)^{m} = \left(\frac{۱/۲۸^{۲}}{۴\left(۱-۰/۸\right)^{۲}}\right)^{۶} = ۱,۱۵۲,۹۲۲ \qquad (۲۵)$$

در جهت اطمینان، تعداد تکرارهای شـبیه‌سـازی مونت‌کارلو برابر ۱/۲ میلیون تکرار در نظر گرفته شـــده اســـت. برای بررســـی تأثیر تعداد نقاط نمونه در خروجی تحلیل قابلیت اعتماد روانگرایی به روش IHS، موارد منـدرج در جدول ۱ با اســـتفاده از ۱۰، ۱۰۰، ۱۰۰۰، ۲۰۰۰، و ۴۰۰۰ نقطه‌ی نمونه، تحلیل و احتمال روانگرایی در هر مورد به‌دســـت آمده اســـت. نتایج حاصـــل از شـــبیه‌ســـازی MC و IHS برای موارد تاریخچه‌یی منتخب در جدول ۵ ارائه شـده اسـت؛ که مطابق آن، نتایج حاصـل از فقط ۱۰ نقطه‌ی نمونه، روش IHS نیز توافق خوبی با نتایج شـبیه‌سـازی مونت‌کارلو با ۱/۲ میلیون نقطه‌ی ارزیابی داشـته اسـت؛ به نحوی که در بیشـترین حالت، اختلافی کمتر از ۷٪ بین نتایج شـبیه‌سـازی مونت‌کارلو و IHS با ۱۰ نقطه‌ی نمونه وجود داشـته و با افزایش تعداد نقاط نمونه در روش IHS اختلاف نتایج کاهش یافته اســـت. مشـــاهده می‌شـــود که در تمام ۶ مورد تاریخچه‌یی نشـــان داده‌شـــده، نتایج حاصـــل از ۲۰۰۰ نقطه‌ی نمونه‌ی روش IHS اختلافی کمتر از ۰/۵٪ با نتایج حاصـــل از تحلیل مونت‌کارلو (با ۱/۲ میلیون نقطه‌ی ارزیابی) دارند. این امر می‌تواند نشانگر کارایی بالای روش IHS در تحلیل قابلیت اعتماد روانگرایی باشد.

با مقایسه‌ی ضرایب اطمینان محاسبه‌شده برای ۶ مورد موجود در جدول ۱ با احتمال روانگرایی محاسبه‌شده در جدول ۵ مشخص می‌شود مواردی که در آن‌ها احتمال روانگرایی کمتر از ۲۵٪ به‌دســـت آمده اســـت، روانگرا نشـــده و مواردی که احتمال روانگرایی در آن‌ها بزرگ بوده اســـت، روانگرا شـــده‌اند. در حالی که برای مورد ششم، علی‌رغم اینکه ضریب اطمینان بیش از ۱ محاسبه شـــده اســـت، روانگرایی اتفاق افتاده اســـت. لذا می‌توان گفت به‌دســـت آمدن ضـــریب اطمینان بزرگ‌تر از ۱ در روش قطعی، تضـــمین‌کننده‌ی عدم وقوع روانگرایی نیست.

از آنجایی که برای مورد شـــشـــم در جدول ۵، احتمال روانگرایی حدود ۵۰٪ به‌دست آمده است، با استفاده از طبقه‌بندی جوانگ[۱] و همکاران (۲۰۰۰)،[۲۵] می‌توان این قضاوت را داشت که وقوع و عدم وقوع روانگرایی در چنین خاکی محتمل اســـت؛ لذا با توجه به اهمیت ســـازه‌یی که بر روی خاک مذکور قرار خواهد گرفت، می‌توان در مورد صـــرف هزینـه‌ی بیشـــتر برای اجتناب از روانگرایی خاک تصمیم‌گیری منطقی کرد. همان‌طور که قبلاً ذکر شده است، روش قطعی برای مورد اخیر، ضریب اطمینان را بزرگ‌تر از ۱ محاسبه و خاک را غیرروانگرا طبقه‌بندی می‌کند. بنابراین می‌توان گفت روش قابلیت اعتماد،

[۱] Juang

ابزار مناسب‌تری برای قضاوت مهندسی درخصوص روانگرایی در اختیار متخصصان ژئوتکنیک قرار می‌دهد.

۴. تحلیل حساسیت

در بخش حاضر، برای تعیین تأثیر ضرایب تغییرات (COV) هر متغیر تصادفی بر روی پاسخ خاک، تحلیل حساسیت انجام شده است. برای این کار، COV هر متغیر با ثابت نگه‌داشتن تمام مشخصات سایر پارامترها، در چند پله افزایش داده شده است. این افزایش در COV به نحوی انتخاب شده است که برای هر متغیر تصادفی، کل محدوده‌ی ضرایب تغییرات درج‌شده در جدول ۱ را شامل شود.

برای انجام تحلیل حساسیت، گمانه‌یی با مشخصات ذکرشده در شکل ۱ انتخاب شده است. در کل، عمق گمانه‌ی مذکور خاک، ۵٪ محتوای ریزدانه (FC) داشته است و مطابق شکل ۱، ضریب اطمینان در برابر روانگرایی از حدود ۰/۶ تا ۲ در اعماق مختلف تغییر می‌کند. براساس روش قطعی خاک فقط در اعماق ۹/۲ و ۱۱/۲ متری، پدیده‌ی روانگرایی اتفاق نخواهد افتاد.

تحلیل قابلیت اعتماد روانگرایی با استفاده از روش IHS برای گمانه‌ی ذکرشده انجام شد، که نتایج آن در شکل ۳ مشاهده می‌شود. اگر طبقه‌بندی جوانگ و همکاران (۲۰۰۰) در نظر گرفته شود، برای مواردی که $PL \leq ۸۵\%$ باشد، وقوع روانگرایی حتمی خواهد بود. در این‌صورت می‌توان گفت روانگرایی خاک گمانه در اعماق ۳/۳ و ۴/۳ متری اتفاق خواهد افتاد. مطابق شکل ۳ مشخص است که فقط در اعماق ۹/۲ و ۱۱/۲ متری، احتمال روانگرایی به میزان معناداری بیش از ۵۰٪ بوده است. همچنین احتمال روانگرایی در اعماق ۷/۲ و ۸/۲ متری، حدود ۵۰٪ بوده است. با دقت در مشخصات خاک گمانه در اعماق مختلف می‌توان دریافت در شرایطی که پارامترهای زلزله‌ی مؤثر در نمونه‌ی خاک ثابت باشد، تعداد ضربه‌های SPT تأثیر بسیار زیادی در احتمال روانگرایی دارد و درمواردی که تعداد ضربه‌های SPT بیشتر از ۱۲ است، احتمال روانگرایی به کمتر از ۵۰٪ کاهش می‌یابد.

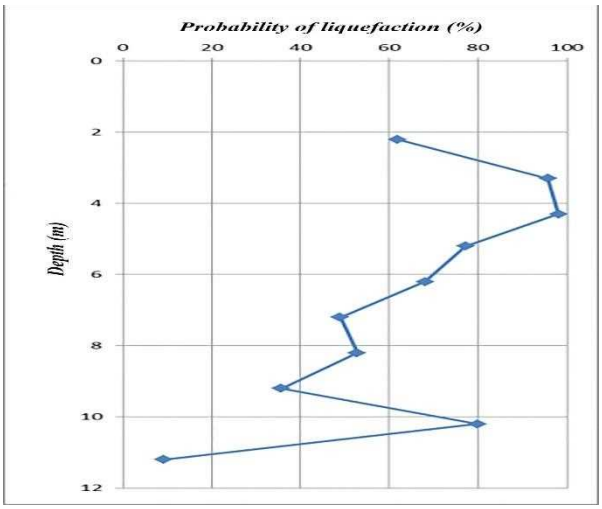
۱.۴. بررسی تأثیر ضریب تغییر تعداد ضربه‌های SPT در پاسخ خاک

برای بررسی تأثیر COV تعداد ضربه‌های SPT در پاسخ خاک، ضریب تغییرات عدد SPT برابر ۴ مقدار ۱۰، ۲۰، ۳۰، و ۴۰ درصد انتخاب و با ثابت نگه‌داشتن سایر مشخصات پارامترهای خاک، تحلیل‌ها در هر عمق تکرار شده است. نتایج تحلیل‌ها در شکل ۴ نشان می‌دهد که افزایش COV عدد SPT از ۱۰٪ به ۴۰٪ ، باعث تغییر احتمال روانگرایی از ۰/۲٪ تا ۱۵/۳۸٪ شده است. افزایش COV عدد SPT در مواردی که PL کمتر از ۵۰٪ بوده است، باعث افزایش احتمال روانگرایی و در مواردی که Pl بیشتر از ۵۰٪ بوده است، باعث کاهش احتمال روانگرایی شده است.

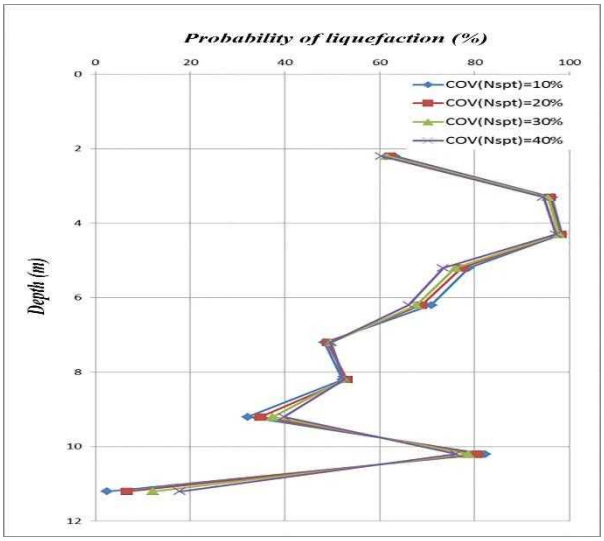
۲.۴. بررسی تأثیر ضریب تغییر FC در پاسخ خاک

برای بررسی تأثیر تغییر COV محتوای ریزدانه در نتایج خروجی از تحلیل قابلیت اعتماد روانگرایی، ضریب تغییرات FC برابر ۵، ۱۵، ۲۵، و ۳۵ درصد انتخاب شده است.

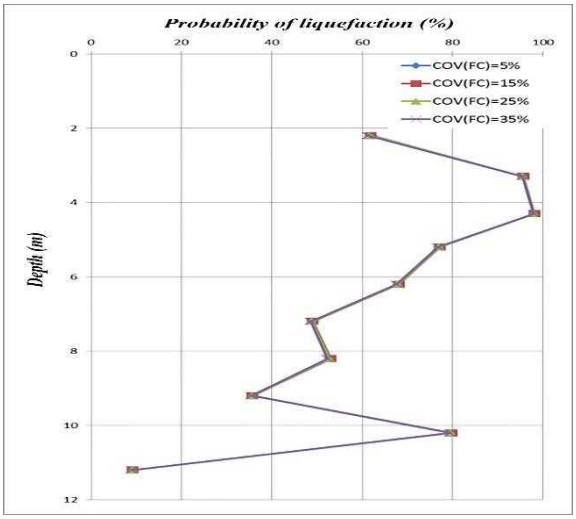
نتایج حاصل از تحلیل‌ها در شکل ۵ نشان می‌دهد که در مورد ذکرشده، تغییر احتمال روانگرایی به اندازه‌یی کم است که هر چهار نمودار تقریباً بر روی یکدیگر قرار گرفته‌اند. لذا، افزایش ضریب تغییر محتوای ریزدانه (FC) در تمام موارد باعث کاهش احتمال روانگرایی شده است. با توجه به اینکه تغییر COV محتوای ریزدانه تأثیر بسیار کمی (کمتر از ۱٪) در احتمال



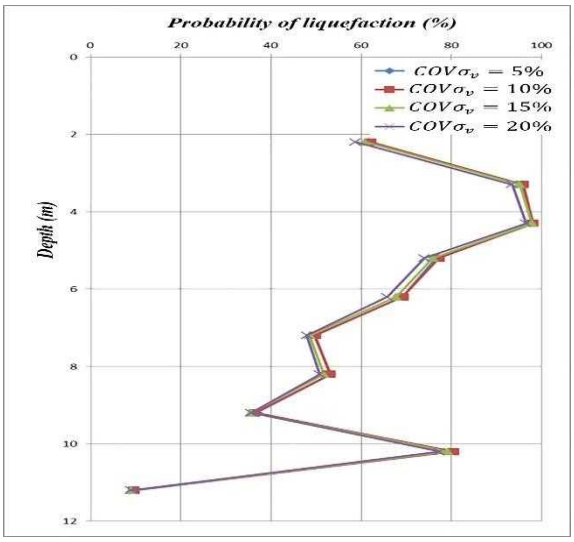
شکل ۳. احتمال روانگرایی در اعماق مختلف.



شکل ۴. تأثیر ضریب تغییر N_{spt} در احتمال روانگرایی.



شکل ۵. تأثیر ضریب تغییر FC در احتمال روانگرایی.



شکل ۶. تأثیر COV تنش کل قائم خاک (σ_v) در احتمال روانگرایی.

روانگرایی داشـــته اســـت، می‌توان در عمل از تأثیر پارامتر COV در احتمال روانگرایی صـــرف‌نظر کرد و فرض شـــود که احتمال روانگرایی با تغییر COV محتوای ریزدانه‌ی خاک تقریباً ثابت اســـت و تغییر نمی‌کند. از آنجایی که درصـــد ریزدانه‌ی خاک در مقادیر حدود ۳۰٪ می‌تواند تأثیر زیادی در کاهش پتانسـیل روانگرایی داشـته باشـد، نتایج نشـان می‌دهند تغییر COV در بازه‌ی متعارف خود عملاً نمی‌تواند درصـد ریزدانه را از ۵٪ به حوالی ۳۰٪ برسـاند و بنابراین ضـریب تغییرات درصـد ریزدانه (FC)، کمترین تأثیر را در روانگرایی خاک خواهد داشت.

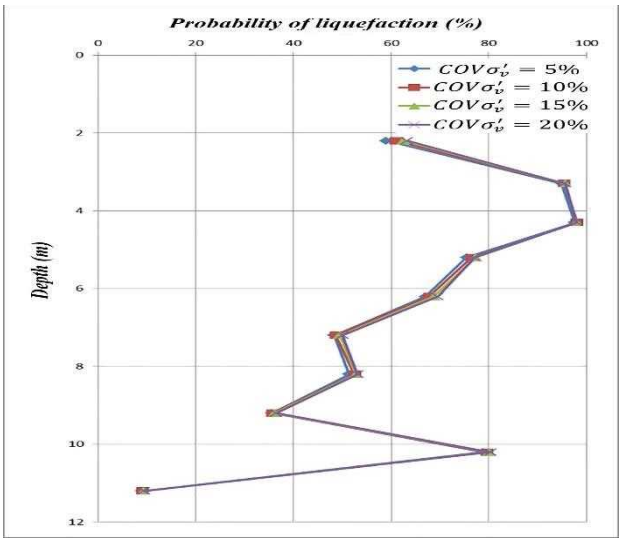
۳.۴. بررسی تأثیر ضریب تغییر σ_v در پاسخ خاک

برای بررسی تأثیر COV در تنش کل قائم در رفتار خاک ($\boldsymbol{\sigma_v}$)، COV تنش کل برابر مقادیر ۵، ۱۰، ۱۵، و ۲۰ درصـــد انتخاب و تحلیل قابلیت اعتماد روانگرایی در کل گمانه انجام شـده اسـت. احتمال روانگرایی حاصـل از تحلیل قابلیت اعتماد روانگرایی در اثر تغییر COV تنش کل در شـــکل ۶ مشـــاهده می‌شود.

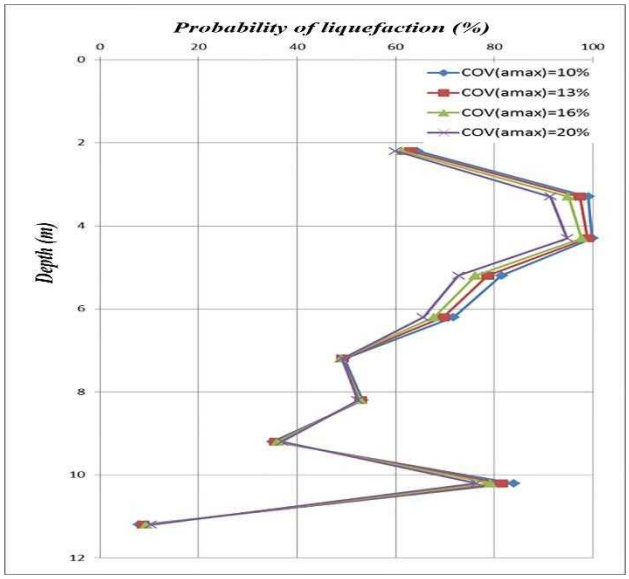
مطابق شکل ۶، افزایش ضریب تغییر تنش کل از ۵٪ به ۲۰٪ ، باعث تغییر احتمال روانگرایی از ۰/۹۷٪ تا ۲/۹۳٪ شده است. با دقت در شکل ۶ می‌توان دریافت که با افزایش عمق خاک، تأثیر تغییر COV تنش کل در روانگرایی خاک کاهش یافته است. از آنجایی که با افزایش عمق بر میزان تنش کل افزوده می‌شود، می‌توان گفت هر چه تنش کل خاک بزرگ‌تر باشد، تأثیر تغییر COV تنش کل در روانگرایی خاک کمتر خواهد بود. این نتایج نشان می‌دهند که با بزرگ‌ترشدن مقدار تنش کل، تغییرات جزئی در مقادیر تنش کل ناشی از تغییر COV نمی‌تواند تأثیر معناداری در احتمال روانگرایی ایجاد کند. نتایج اخیر با گزارش‌های مختلف درخصوص روانگرانشدن انواع خاک‌های سُست ماسه‌یی در اعماق زیاد توافق کامل دارد. به‌عبارتی دیگر، با بزرگ‌ترشدن مقدار تنش کل وارد بر خاک، تأثیر تغییر مشخصات خاک کاهش می‌یابد.

۴.۴. بررسی تأثیر ضریب تغییر σ'_v در پاسخ خاک

با توجه به اینکه محدوده‌ی COV ارائه‌شده برای تنش قائم مؤثر و تنش قائم کل در مراجع مختلف با یکدیگر برابر اســـت، در این مورد نیز برای بررســـی تأثیر تغییر COV تنش مؤثر قائم ($\boldsymbol{\sigma'_v}$) در پاســـخ خاک، چهار مقدار ۵، ۱۰، ۱۵، و ۲۰ درصد برای COV تنش مؤثر قائم در نظر گرفته شدند و تحلیل‌ها صورت گرفت.



شکل ۷. تأثیر COV تنش مؤثر قائم خاک در احتمال روانگرایی.



شکل ۸. تأثیر ضریب تغییر بیشینه‌ی شتاب زلزله ($\boldsymbol{a_{max}}$) در پاسخ خاک.

نتایج حاصل برای احتمال روانگرایی در گمانه‌ی بررسی‌شده در شکل ۷ نشان می‌دهد که افزایش COV تنش قائم مؤثر از ۵٪ تا ۲۰٪ در تمام موارد باعث افزایش احتمال روانگرایی از ۰/۴٪ تا ۴/۲۸٪ شده است. با توجه به همبستگی بالای تنش کل و تنش مؤثر، موارد مطرح‌شـــده درخصـــوص تنش کل نیز در این مورد صادق است. تنها نکته‌ی قابل‌توجه در این مورد، تأثیر بیشتر ضریب تغییرات تنش مؤثر نسبت به تنش کل است، که نشانگر اهمیت بیشتر تنش مؤثر نســـبت به تنش کل در احتمال روانگرایی خاک اســـت.؛ که علت آن وابستگی مستقیم پارامترهای مقاومتی خاک به تنش مؤثر وارد بر خاک است.

۵.۴. بررسی تأثیر ضریب تغییر a_{max} در پاسخ خاک

برای بررسی اثر تغییر COV بیشینه‌ی شتاب زلزله ($\boldsymbol{a_{max}}$) در پاسخ خاک، مقادیر ۱۰، ۱۳، ۱۶، و۲۰ درصد برای ضریب تغییر بیشینه‌ی شتاب زلزله درنظر گرفته شد. در شکل ۸، نتایج احتمال روانگرایی حاصل از تحلیل‌ها نشان

می‌دهد که افزایش COV از ۱۰٪ تا ۲۰٪ ، باعث تغییر احتمال روانگرایی از ۰/۴۵٪ تا ۸/۷۵٪ شده است. افزایش COV در عمق‌های ۹/۲ و ۱۱/۲ متری گمانه نیز باعث افزایش احتمال روانگرایی شده است.

با توجه به اینکه در اعماق ۹/۲ و ۱۱/۲ متری از گمانه، ضریب اطمینان محاسبه‌شده بالای ۱ و در سایر اعماق ضریب اطمینان کمتر از ۱ بوده است، می‌توان اذعان کرد درخصوص خاک‌هایی که ضریب اطمینان آن‌ها در برابر روانگرایی کمتر از ۱ بوده است، تغییرات $COV(a_{max})$ تأثیر بیشتری در نتایج دارد و افزایش پارامتر مذکور باعث کاهش احتمال روانگرایی محاسباتی می‌شود. همچنین مطابق شکل ۸، با افزایش عمق خاک، تأثیر $COV(a_{max})$ در احتمال روانگرایی کمتر شده است؛ که می‌تواند به دلیل افزایش تراکم خاک و افزایش تنش مؤثر باشد. به‌عبارت دیگر، درخصوص خاک‌های سُست ماسه‌یی که آماده‌ی روانگرایی هستند، کوچک‌ترین تغییرات در شتاب زمین (که از مهم‌ترین پارامترهای مؤثر زلزله است) می‌تواند باعث روانگرایی خاک شود؛ در حالی که در خاک‌هایی که عمق بیشتری دارند و تنش کل بالاتری را تحمل می‌کنند و همچنین خاک‌های دارای عدد SPT بالاتر، حساسیت کمتری نسبت به تغییر پارامتر شتاب زلزله دارند و تغییر پارامتر زمین‌لرزه، تأثیر کمتری در ایجاد روانگرایی خاک‌های ذکرشده خواهد داشت.

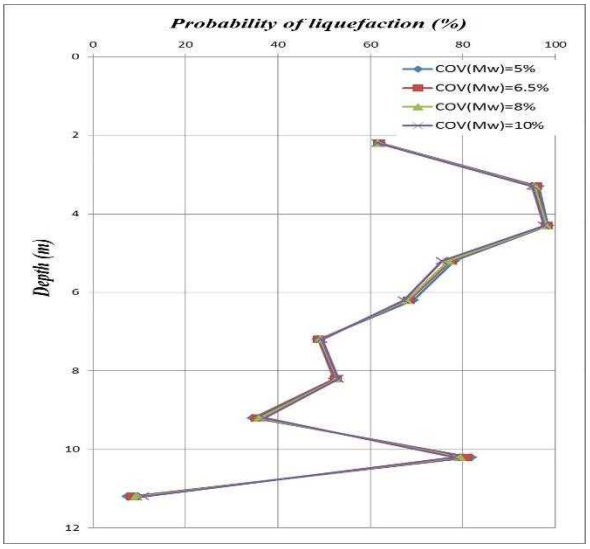
۶.۴. بررسی تأثیر ضریب تغییر بزرگای زلزله در پاسخ خاک

باتوجه به محدوده‌ی پیشنهادی برای ضریب تغییر بزرگای زلزله توسط سایر پژوهشگران، COV بزرگای زلزله برابر مقادیر ۵، ۶/۵، ۸، و ۱۰ درصد انتخاب و تحلیل قابلیت اعتماد روانگرایی انجام شد. نتایج تحلیل‌ها در شکل ۹ مشاهده می‌شود؛ که مطابق آن، افزایش ضریب تغییر از ۵٪ تا ۱۰٪، باعث تغییر احتمال روانگرایی از ۰/۵۳٪ تا ۳/۶۵٪ و افزایش COV بزرگای زلزله در عمق‌های ۷/۲، ۸/۲، ۹/۲، و ۱۱/۲ متری گمانه باعث افزایش احتمال روانگرایی شده است.

با توجه به اینکه در اعماق ۹/۲ و ۱۱/۲ متری، ضریب اطمینان خاک بیشتر از ۱ و در اعماق ۸/۲ و ۷/۲ متری ضریب اطمینان تقریباً برابر ۱ و در سایر اعماق بسیار کوچک‌تر از ۱ بوده است، می‌توان نتیجه گرفت که در خاک‌های دارای ضریب اطمینان کوچک‌تر از ۱ در برابر روانگرایی، COV بزرگای زلزله تأثیر بیشتری در احتمال روانگرایی دارد و در چنین خاک‌هایی، افزایش COV بزرگای زلزله باعث کاهش احتمال روانگرایی محاسبه‌شده می‌شود. این امر می‌تواند بنا به دلایل ذکرشده در بخش ۵.۴ باشد. همچنین مطابق شکل ۹، بزرگای زلزله تأثیر کمتری نسبت به شتاب زلزله در روانگرایی خاک دارد. این امر به دلیل وابستگی بیشتر نسبت تنش تناوبی به شتاب زلزله است.

۷.۴. مقایسه‌ی تأثیر ضریب تغییر پارامترهای مختلف در احتمال روانگرایی

در جدول ۶، میزان اختلاف (قدرمطلق) نتایج حاصل از تحلیل‌های انجام‌یافته با بیشترین و کمترین COV پارامترهای مختلف در هر عمق خاک ارائه شده است؛ که مطابق آن، در ۶ مورد $COV\ (a_{max})$ در دو مورد $COV\ (N_{spt})$ و در دو مورد $COV\ (\sigma_v)$ بیشترین تأثیر را در احتمال روانگرایی داشته‌اند. همچنین در ۸ مورد $COV(FC)$، در ۱ مورد $COV(M)$ و در ۱ مورد دیگر $COV\ (N_{spt})$ کمترین تأثیر را در نتایج داشته‌اند. از نظر مقدار تأثیر نیز بالاترین میزان تأثیر مربوط به تغییر $COV\ (N_{spt})$ با ۱۵/۸۳٪ و کمترین میزان



شکل ۹. تأثیر ضریب تغییر بزرگای زلزله در پاسخ خاک.

جدول ۶. میزان (درصد) اختلاف نتایج حاصل از بیشترین و کمترین ضرایب تغییر برای پارامترهای مختلف در هر عمق.

عمق (متر)	N_{SPT}	FC	σ_v	σ'_v	a_{max}	M
۲/۲	۲/۸۵	۰/۸	۲/۹۵	۴/۲۸	۴/۴۵	۰/۵۳
۳/۳	۱/۷۵	۰/۱	۲/۲	۰/۷۳	۷/۶۸	۱/۳۳
۴/۳	۱/۲	۰/۱	۱/۵۳	۰/۴	۵/۰۵	۰/۸۸
۵/۲	۵/۳۵	۰/۳۵	۲/۶۳	۱/۶۵	۸/۷۵	۲/۵۸
۶/۲	۴/۸	۰/۵	۳/۳۵	۲/۵	۶/۱۵	۱/۹۸
۷/۲	۱/۲۵	۰/۴۵	۱/۷۵	۱/۷۵	۰/۴۵	۰/۷۵
۸/۲	۰/۲	۰/۶۵	۲/۴	۱/۷۸	۰/۸۸	۰/۸
۹/۲	۷/۶۳	۰/۲۵	۱/۲	۰/۹	۱/۸۵	۲/۴۸
۱۰/۲	۶	۰/۳۵	۲/۳۳	۱/۴۸	۷/۴۵	۳/۶۵
۱۱/۲	۱۵/۳۸	۰/۱۸	۰/۹۸	۰/۴۵	۲/۱۸	۳/۲۷۵

تأثیر مربوط به $COV(FC)$ با ۰/۱٪ بوده است. لذا می‌توان گفت بسته به شرایط مختلف ممکن است ضریب تغییر پارامترهای مختلف بیشترین تأثیر را در احتمال روانگرایی داشته باشند؛ به نحوی که پارامتری که در یک مورد بیشترین تأثیر را در روانگرایی داشته است، می‌تواند در شرایط دیگر کمترین تأثیر را در احتمال روانگرایی داشته باشد. این نتیجه از آنجایی حاصل می‌شود که محدوده‌ی نسبتاً وسیعی از احتمال روانگرایی در پژوهش حاضر بررسی شده است. استفاده از محدوده‌ی کوچکی از احتمال روانگرایی می‌تواند باعث ایجاد روندی نادرست در ارزیابی تحلیل‌ها شود و نتایج گمراه‌کننده‌یی را به همراه داشته باشد. به همین دلیل برخی از پژوهشگران نتایجی مغایر با یکدیگر گزارش کرده‌اند.[۱۶ و ۲۶]

۵. تحلیل پارامتریک

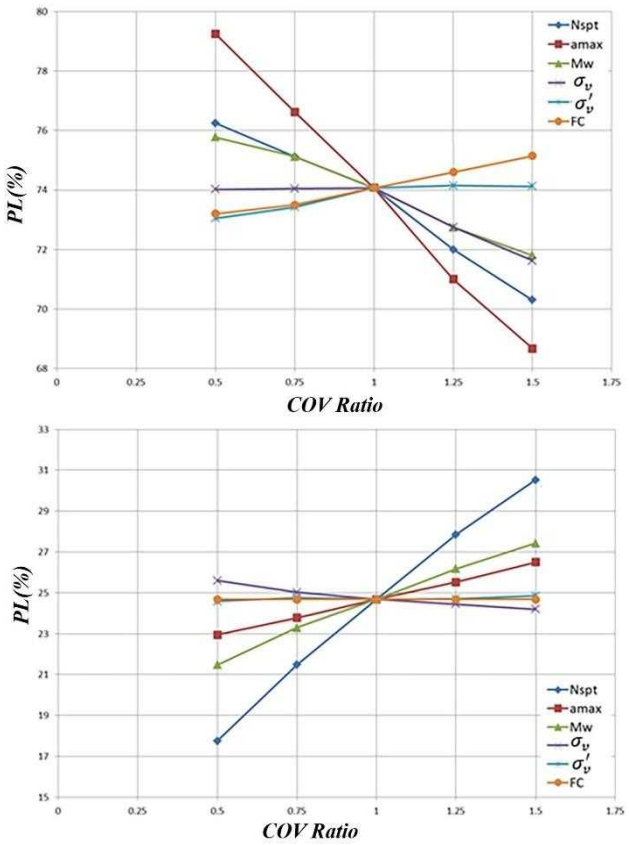
در بخش ۴، به‌منظور انجام تحلیل حساسیت، بدون توجه به مقادیر ضریب تغییرات انتخاب‌شده در پژوهش حاضر، برای هر پارامتر مقادیر ضریب تغییرات کمینه تا بیشینه‌ی پیشنهادی توسط پژوهشگران مختلف انتخاب و نتایج تحلیل‌ها برای ۴ مقدار در بازه‌ی مذکور محاسبه شده است.

در بخش حاضر، برای ارزیابی نحوه و میزان تغییرات نتایج تحلیل‌های انجام‌یافته در اثر تغییر COV پارامترها از مقادیر درج‌شده در جدول ۲، بر روی یک نمونه خاک روانگراشده (مورد یک) و یک نمونه خاک روانگرانشده (مورد چهار) از موارد تاریخچه‌یی مندرج در جدول ۱ تحلیل پارامتریک انجام شده است. در تحلیل‌های صورت‌گرفته، برای هر پارامتر با ثابت نگه‌داشتن مشخصات سایر پارامترها، در دو مرحله COV مرتبط افزایش یافته است. مقدار افزایش COV در هر مرحله به اندازه‌ی ۲۵٪ مقدار COV درج‌شده در جدول ۲ برای همان پارامتر انتخاب شده است. سپس در دو مرحله‌ی دیگر برای هر پارامتر، COV مرتبط با ثابت نگه‌داشتن سایر مشخصات کاهش یافته است. این کاهش نیز در هر مرحله به اندازه‌ی ۲۵٪ مقدار COV درج‌شده در جدول ۲ برای همان پارامتر انتخاب شده است. نتایج حاصل از تحلیل‌ها در شکل ۱۰ مشاهده می‌شود.

با دقت در شکل ۱۰ مشاهده می‌شود که افزایش COV یک متغیر می‌تواند باعث افزایش احتمال روانگرایی در یک خاک و کاهش احتمال روانگرایی در خاکی دیگر شود. همچنین می‌توان گفت خاک‌های مختلف حساسیت‌های متفاوتی را نسبت به تغییر COV پارامترها از خود نشان می‌دهند، به نحوی که نمی‌توان یک پارامتر را حساس‌ترین پارامتر در تحلیل روانگرایی بیان کرد. بی‌توجهی به این نکته و استفاده از تعداد محدودی نمونه برای تحلیل پارامتریک و تحلیل حساسیت و سپس نتیجه‌گیری کلی از آن باعث شده است که برخی پژوهشگران در مطالعات خود، افزایش احتمال روانگرایی با افزایش COV یک پارامتر و برخی دیگر کاهش احتمال روانگرایی با افزایش COV همان پارامتر را گزارش کنند.[۱۶ و ۲۶] چنین روندی باعث ایجاد اختلاف‌هایی در پیش‌بینی روانگرایی براساس نتایج مذکور شده است.

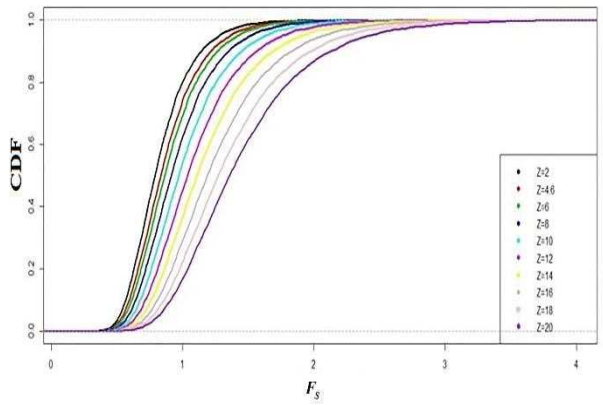
۶. بررسی تأثیر عمق در احتمال روانگرایی

در نوشتار حاضر، عمق لایه‌ی خاک به‌عنوان یک پارامتر ثابت در نظر گرفته شده و از عدم قطعیت‌های مربوط به آن صرف‌نظر شده است. در بخش کنونی، تحلیل‌هایی برای خاک مورد یک از موارد تاریخچه‌یی مندرج در جدول ۱ انجام شده است، که در آن‌ها عمق لایه‌ی خاک از ۴/۶ متر مندرج



شکل ۱۰. تغییر احتمال روانگرایی در اثر تغییر گام به گام COV پارامترهای ورودی:

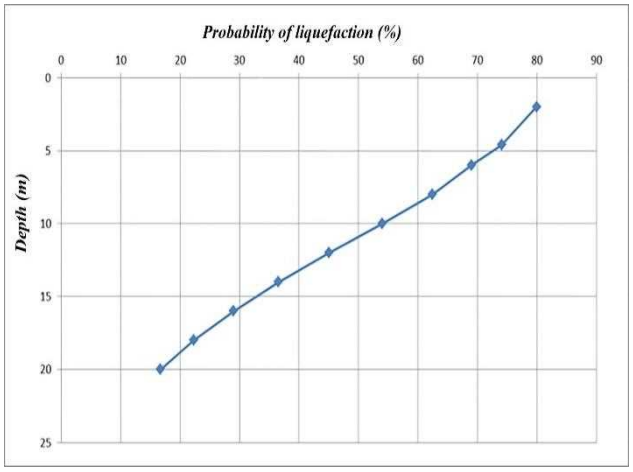
(الف) برای مورد یک، و (ب) برای مورد چهار.



شکل ۱۱. اثر عمق در منحنی تابع توزیع تجمعی و ضریب اطمینان در برابر روانگرایی.

در جدول ۱ تغییر یافته و سایر موارد ثابت نگه داشته شده است. تحلیل‌ها برای اعماق ۲ تا ۲۰ متر نیز انجام شده است. در شکل ۱۱، تأثیر عمق در تابع توزیع تجمعی احتمال (CDF)[۱] رسم‌شده برای خاک مورد یک مشاهده می‌شود؛ که مطابق آن، با افزایش عمق لایه، منحنی CDF به سمت راست انتقال یافته و ضریب اطمینان افزایش و در نتیجه احتمال روانگرایی کاهش یافته است. همچنین، در شکل ۱۲ تغییر احتمال روانگرایی با تغییر عمق

[۱] Cumulative Distribution Function



شکل ۱۲. تغییر احتمال روانگرایی با تغییر عمق.

لایه‌ی خاک مشـــاهده می‌شـــود. اگر طبقه‌بندی جوانگ و همکاران (۲۰۰۰) درخصـــوص معیار $PL < ۳۵\%$ به‌عنوان معیار عدم روانگرایی در نظر گرفته شـــود، می‌توان بیان کرد که خاک با مشـــخصـــات درج‌شـــده برای مورد یک از جدول ۱، در صورتی‌که در عمق بیش از ۱۴ متری از سطح زمین واقع شود، روانگرا نخواهد شد.

۵. نتیجه‌گیری

براســـاس نتایج پژوهش حاضـــر می‌توان گفت روش قطعی تعیین پتانســـیل روانگرایی خاک، روش مطمئنی برای ارزیابی روانگرایی خاک نیست و استفاده از روش تحلیل قابلیت اعتماد روانگرایی، ابزار مناســـبی را برای قضـــاوت مهندسی در اختیار متخصصان قرار می‌دهد.

با مقایسه‌یی که از نتایج حاصل از روش IHS با روش شبیه‌سازی MC صورت گرفت، مشـــخص شـــد که روش IHS قابلیت تحلیل روانگرایی خاک را دارد و می‌تواند با هزینه‌ی محاسـباتی کمتر نسـبت به روش شـبیه‌سـازی MC نتایج دقیقی را ارائه کند. از آنجایی که استفاده از روش شـبیه‌سـازی MC به عنوان روش معیاری، در مطالعات روانگرایی رایج اســـت، می‌توان پیشـــنهاد کرد در آینده از روش IHS به جای روش شبیه‌سازی MC در مطالعات قابلیت اعتماد روانگرایی استفاده شود.

با انجام تحلیل حســـاســـیت مبتنی بر ضـــریب تغییر پارامترهای مؤثر در روانگرایی بر روی محدوده‌ی نسبتاً وسیعی از احتمال روانگرایی، مشخص شد بسته به شرایط ممکن است ضریب تغییر پارامترهای مختلف، بیشترین تأثیر را در احتمال روانگرایی داشـــته باشـــند، در برخی موارد تأثیر مذکور می‌تواند مقدار قابل ملاحظه‌یی باشد.

Refernces- منابع

1. Seed, H.B., Idriss, I.M., 1971. Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential. *J Soil Mech Found ASCE 97(9):*1249-1273. doi.org/10.1061/JSFEAQ.0001662.
2. Dobry, R., Ladd, R. S., Yokel, F. Y., Chung, R. M., Powell, D., 1982. *Prediction of pore water pressure buildup and liquefaction of sands during earthquakes by the cyclic strain method* (Vol. 138). Gaithersburg, MD: National Bureau of Standards.
3. Law, K. T., Cao, Y. L., He, G. N., 1990. An energy approach for assessing seismic liquefaction potential. *Canadian Geotechnical Journal*, *27*(3), 320-329. doi.org/10.1139/t90-043.
4. Seed, H. B., 1982. Ground motions and soil liquefaction during earthquakes. *Earthquake Engineering Research institute*.
5. Idriss, I. M., Boulanger, R. W., 2006. Semi-empirical procedures for evaluating liquefaction potential during earthquakes. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, *26*(2-4), 115-130. doi.org/10.1016/j.soildyn.2004.11.023
6. Johari, A., Fazeli, A., & Javadi, A. A., 2013. An investigation into application of jointly distributed random variables method in reliability assessment of rock slope stability. *Computers and Geotechnics*, *47*, 42-47. doi.org/10.1016/j.compgeo.2012.07.003
7. Youd, T. L., Idriss, I. M., 2001. Liquefaction resistance of soils: summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, *127*(4), 297-313. doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2001)127:4(297)
8. Golmoghani Ebrahimi, S., Noorzad, A., & Kupaei, H. J., 2023. Reliability Analysis of Soil Liquefaction Using Improved Hypercube Sampling (IHS) Method. *International Journal of Civil Engineering*, 1-13. doi.org/10.1007/s40999-023-00863-z

9. Johari, A., Pour, J. R., & Javadi, A., 2015. Reliability analysis of static liquefaction of loose sand using the random finite element method. *Engineering Computations*, *32*(7), 2100-2119. doi.org/10.1108/EC-07-2014-0152
10. Johari, A., Khodaparast, A. R., & Javadi, A. A., 2019. An analytical approach to probabilistic modeling of liquefaction based on shear wave velocity. *Iranian Journal of Science and Technology, Transactions of Civil Engineering, 43*, 263-275. doi.org/10.1007/s40996-018-0163-7
11. Sett, S., & Chattopadhyay, K. K., 2022. Liquefaction mapping of Kolkata city using FOSM method. *In Earthquake Geotechnics: Select Proceedings of 7th ICRAGEE 2021* (pp. 207-223). Springer Singapore.
12. Duan, W., Zhao, Z., Cai, G., Pu, Sh., Liu, S., Dong, X., 2022. Evaluating model uncertainty of an in situ state parameter-based simplified method for reliability analysis of liquefaction potential. *Computer and Geotechnics, Vol. 151, 104957.* doi.org/10.1016/j.compgeo.2022.104957
13. Kwak, B. M., Lee, T. W., 1987. Sensitivity analysis for reliability-based optimization using an AFOSM method. *Computers & structures*, *27*(3), 399-406. doi.org/10.1016/0045-7949(87)90064-2
14. Jha, S. K., Suzuki, K., 2009. Reliability analysis of soil liquefaction based on standard penetration test. *Computers and Geotechnics*, *36*(4), 589-596. doi.org/10.1016/j.compgeo.2008.10.004
15. Popescu, R., Prevost, J. H., Deodatis, G., 2005. 3D effects in seismic liquefaction of stochastically variable soil deposits. *Geotechnique*, *55*(1), 21-31. doi.org/10.1680/geot.2005.55.1.21
16. Kasebzadeh, J., Noorzad, A., Mahboubi, A. R., 2015. Reliability Analysis of Liquefaction Utilizing Monte Carlo Simulation Based on Simplified Stress Method. *Journal of Seismology and Earthquake Engineering*, *17*(4), 233-248.
17. Beachkofski, B., Grandhi, R., 2002. Improved distributed hypercube sampling. In *43rd AIAA/ASME/ASCE/AHS/ASC Structures, Structural Dynamics, and Materials Conference* (p. 1274). doi.org/10.2514/6.2002-1274
18. Boulanger, R. W., Idriss, I. M., 2014. CPT and SPT based liquefaction triggering procedures. *Report No. UCD/CGM.-14, 1*.
19. Duncan, J. M., 2000. Factors of safety and reliability in geotechnical engineering. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, *126*(4), 307-316. doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2000)126:4(307)
20. Phoon, K. K. (Ed.)., 2008. *Reliability-based Design in Geotechnical Engineering: Computations and Applications*. CRC Press.
21. Chandler, D. S., 1996. Monte Carlo simulation to evaluate slope stability. In *Uncertainty in the Geologic Environment: From Theory to Practice* (pp. 474-493). ASCE.
22. Hammond, C. J., Prellwitz, R. W., Miller, S. M., 1992. Landslide hazard assessment using Monte Carlo simulation. In *Proceedings of 6th International Symposium on Landslides, Christchurch, New Zealand, Balkema* (Vol. 2, pp. 251-294).
23. Harr, M. E., 1984. Reliability-based design in civil engineering, 1984 Henry M. *Shaw Lecture, Dept. of Civil Engineering, North Carolina State University, Raleigh, NC*.
24. Jones, A. L., Kramer, S. L., Arduino, P., 2002. *Estimation of uncertainty in geotechnical properties for performance-based earthquake engineering*. Pacific Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California.
25. Juang, C. H., Chen, C. J., Jiang, T., & Andrus, R. D., 2000. Risk-based liquefaction potential evaluation using standard penetration tests. *Canadian Geotechnical Journal*, *37*(6), 1195-1208. doi.org/10.1139/t00-064
26. Ayad, F., Bekkouche, A., Houmadi, Y., 2014. Sensitivity analysis of soil liquefaction potential. *Earth Science Research*, *3*(1), 14. dx.doi.org/10.5539/esr.v3n1p14

مهندسی عمران شریف، (پاییز ۱۴۰۳)
دوره‌ی ۴۰، شماره‌ی ۲، صص.۱۰۵-۱۱۶، (پژوهشی)

Original Article

آنالیز مودال عملیاتی خودکار سه‌مرحله‌یی با استفاده از حذف مودهای ریاضی به روش خوشه‌بندی براساس چگالی

امیر سالارمهرآباد (دانشجوی دکتری)
احمد شوشتری* (استادیار)
گروه مهندسی عمران، دانشکده‌ی فنی و مهندسی، دانشگاه فردوسی، مشهد، ایران.

از جمله موارد چالش‌برانگیز در آنالیز مودال عملیاتی، وابستگی روش‌های آن به قضاوت کاربر در جداسازی مودهای فیزیکی از مودهای جعلی و تفکیک مودهای واقعی سازه از یکدیگر است. در سال‌های اخیر، مطالعات گسترده‌یی درخصوص خودکارسازی روش‌های آنالیز مودال عملیاتی صورت گرفته است. در غالب پژوهش‌های مذکور تلاش شده است که با استفاده از روش‌های یادگیری ماشین نیاز به دخالت کاربر در محاسبه‌ی پارامترهای مودال به میزان کمینه برسد. در پژوهش حاضر، به‌منظور جداسازی مودهای فیزیکی از مودهای جعلی از روش خوشه‌بندی DBSCAN استفاده شده است. درنهایت، به کمک روش خوشه‌بندی سلسله‌مراتبی مودهای فیزیکی شناسایی‌شده از یکدیگر تفکیک شده‌اند. الگوریتم معرفی‌شده بر روی یک سازه‌ی ۶ درجه‌ی آزادی و یک پل واقعی پیاده‌سازی شده است. نتایج نشان می‌دهند استفاده از الگوریتم خوش‌بندی DBSCAN نسبت به الگوریتم‌های پیشین مانند K-means، توان بالاتری در تفکیک مودهای فیزیکی از ریاضی را دارد.

واژگان کلیدی: آنالیز مودال عملیاتی خودکار، یادگیری ماشین، خوشه‌بندی، پایش سلامت سازه.

amir.salarmehr@gmail.com
ashoosht@um.ac.ir

۱. مقدمه

بررسی ارتعاش‌های یک سازه می‌تواند اطلاعات ارزشمندی درخصوص سلامت و ایمنی آن سازه در اختیار قرار دهد. مشخصات دینامیکی سازه و تغییرات آن می‌تواند در به‌روزرسانی مدل،[۱] تشخیص آسیب،[۲] پایش سلامت،[۳] راستی‌آزمایی طراحی، تخمین نیروهای وارد بر سازه،[۴] و توسعه‌ی سیستم هشدار در پل‌ها و ساختمان‌های بلند،[۵] استفاده شود. دامنه‌ی کاربرد بررسی ارتعاش سازه‌ها فقط محدود به سازه‌های بزرگ مقیاس نیست و در سازه‌هایی با ابعاد بسیار کوچک مثل نانوتیرها نیز کاربرد دارد. از موارد کاربرد سازه‌های اخیر می‌توان به نانوحسگرها، نانومحرک‌ها، و میکروسکوپ‌های مقیاس نانو اشاره کرد؛ که در چند دهه‌ی اخیر، بررسی رفتار آن‌ها از جمله ارتعاش‌شان مورد توجه برخی پژوهشگران،[۶-۱۰] قرار گرفته است.

آنالیز مودال عملیاتی (OMA)[۱]، یکی از از مؤثرترین روش‌های تخمین پارامترهای دینامیکی است، که می‌تواند بسامدهای طبیعی، شکل‌های مودی، و نسبت میرایی را برای هر مود با توجه به پاسخ سازه به بارهای خارجی تخمین بزند. از دیگر مزایای روش OMA، بی‌نیازی به تحریک خارجی سازه به‌صورت مصنوعی (که برای سازه‌های بزرگ هزینه و مشکلات زیادی دارد) و همچنین بی‌نیازی به توقف بهره‌برداری از سازه در زمان انجام آنالیز مودال است.

در طی دهه‌های اخیر، روش OMA تبدیل به ابزاری قدرتمند به‌منظور محاسبه‌ی پارامترهای دینامیکی سازه‌هایی چون: پل‌ها،[۱۱] سدها و ساختمان‌ها،[۱۲] سازه‌های تاریخی،[۱۳] سکوهای دریایی، توربین‌های بادی، و استادیوم‌ها شده است. روش‌های OMA به دو دسته‌ی کلی: دامنه‌ی بسامد[۲] و دامنه‌ی زمان[۳] تقسیم می‌شوند. شناخته‌شده‌ترین روش‌های دامنه‌ی بسامد در بین روش‌های آنالیز مودال عملیاتی، روش انتخاب قله[۴]،[۱۴] و روش تجزیه‌ی دامنه‌ی بسامد (FDD)[۵]،[۱۵] هستند. از شناخته‌شده‌ترین روش‌های

*نویسنده مسئول

تاریخ‌دریافت: ۱۴۰۲/۰۷/۲۲، تاریخ‌اصلاحیه: ۱۴۰۲/۱۰/۰۳، تاریخ‌پذیرش: ۱۴۰۲/۱۰/۱۸.

استناد به این مقاله:
مهرآباد، امیرسالار و شوشتری، احمد، ۱۴۰۳. آنالیز مودال عملیاتی خودکار سه‌مرحله‌یی با استفاده از حذف مودهای ریاضی به روش خوشه‌بندی براساس چگالی. مهندسی عمران شریف، ۴۰(۳)، صص. ۱۰۵-۱۱۶. DOI: 10.24200/j30.2024.63122.3258.

[۱] Operational Modal Analysis
[۲] Frequency Domain
[۳] Time Domai
[۴] The Basic Frequency Domain (Peak-Picking) Method
[۵] Frequency Domain Decomposition

دامنه‌ی زمان نیز می‌توان به روش دامنه‌ی زمان ابراهیم (ITD)[۱]،[۱۶] الگوریتم تحقق سیستم ویژه (ERA)[۲]،[۱۷] و روش زیرفضاهای اتفاقی (SSI)[۳]،[۱۸] اشاره کرد. روش زیرفضاهای اتفاقی به‌دلیل توانایی بالا در تعیین پارامترهای مودال در شرایط تحریک ضعیف و تفکیک مودهای با بسامد نزدیک به یکدیگر، به‌عنوان یکی از قوی‌ترین روش‌های حوزه‌ی مذکور شناخته می‌شود.

با توجه به آنکه در تخمین مودهای سازه با روش زیرفضاهای اتفاقی ممکن است تعدادی مود غیرسازه‌یی (جعلی) نیز ظاهر شوند، جهت اطمینان از دستیابی به مودهای فیزیکی قابل مشاهده، مرتبه‌ی مدل به اندازه‌ی کافی بزرگ فرض می‌شود. در آنالیز مودال عملیاتی، مرتبه‌ی مدل به مفهوم تعداد مودهای فرض‌شده برای سازه در آن آنالیز است. بنابراین چنانچه مرتبه‌ی در نظر گرفته‌شده برای مدل به اندازه‌ی کافی بزرگ‌تر از تعداد مودهای فیزیکی سازه باشد، امکان رؤیت‌نشدن مودهای فیزیکی کاهش می‌یابد.

هر چند که بالارفتن مرتبه‌ی مدل، احتمال مشاهده‌ی مودهای فیزیکی را افزایش می‌دهد، اما سبب به وجودآمدن تعداد قابل توجهی مود ریاضی می‌شود. روش مرسوم جهت تفکیک این دسته از مودها استفاده از دیاگرام پایداری[۴] و قضاوت کاربر است. این مرحله از آنالیز مودال عملیاتی غالباً به صرف وقت قابل توجهی نیاز دارد و امکان پایش مستمر سازه را دشوار می‌سازد.[۱۹]

با توجه به مزایای خودکارسازی آنالیز مودال عملیاتی، طی دو دهه‌ی اخیر، پژوهش‌های گسترده بر روی این موضوع صورت گرفته است: وربون[۵] و همکاران (۲۰۰۳)،[۲۰] و ساینتی[۶] و همکاران (۲۰۰۵)،[۲۱] با استفاده از روش خوشه‌بندی فازی، روشی جهت دسته‌بندی مودهای سازه ارائه داده‌اند. ماگالهیز[۷] و همکاران (۲۰۰۹)،[۲۲] از آنالیز مودال عملیاتی خودکار جهت تخمین پارامترهای دینامیکی پل قوسی استفاده کرده‌اند. ریندرز[۸] و همکاران (۲۰۱۲)،[۲۳] برای اولین بار الگوریتم سه مرحله‌یی خودکارسازی آنالیز مودال عملیاتی را ارائه دادند. کابوی[۹] و همکاران (۲۰۱۷)،[۲۴] و کاردوسو[۱۰] و همکاران (۲۰۱۷)،[۲۵] از روش خوشه‌بندی سلسله‌مراتبی جهت جداسازی مودها استفاده کردند. سو[۱۱] و همکاران (۲۰۲۱)،[۲۶] از پردازش تصویر جهت پردازش دیاگرام پایداری استفاده کردند.

در پژوهش حاضر از یک الگوریتم سه مرحله‌یی در خودکارسازی تفسیر اطلاعات دیاگرام پایداری استفاده شده است. در مرحله‌ی اول، مودهایی که قطعاً جعلی هستند، توسط معیار سخت جدا می‌شوند. در مرحله‌ی دوم، شاخص‌هایی برای مودها تعریف شده و به کمک روش تحلیل مؤلفه‌های اصلی (PCA)[۱۲]، تعداد ابعاد روش‌های ذکرشده کاهش یافته است، تا قابل مشاهده شوند. در مرحله‌ی کنونی، به کمک روش خوشه‌بندی فضایی مبتنی بر چگالی در کاربردهای دارای نویز (DBSCAN)[۱۳]، مودها به دو دسته‌ی مودهای احتمالاً فیزیکی و مودهای قطعاً جعلی تقسیم می‌شوند. مرحله‌ی دوم با استفاده از الگوریتم خوشه‌بندی K-میانگین[۱۴] نیز جهت مقایسه انجام شده است. درنهایت در مرحله‌ی سوم، به کمک الگوریتم خوشه‌بندی سلسله‌مراتبی[۱۵] مودهای باقیمانده، از یکدیگر تفکیک می‌شوند. وجه تمایز پژوهش حاضر نسبت به پژوهش‌های پیشین، مشاهده‌پذیرکردن پراکندگی مودها با استفاده از الگوریتم PCA و استفاده از الگوریتم DBSCAN به‌عنوان الگوریتم مناسب خوشه‌بندی جهت تفکیک مودهای واقعی از مودهای جعلی است. الگوریتم معرفی‌شده بر روی یک قاب ۶ طبقه، در نرم‌افزار OpenSees مدل‌سازی و یک پل واقعی بررسی شده است.

۲. الگوریتم زیرفضاهای اتفاقی کوواریانس محور

روش زیرفضاهای اتفاقی، به‌عنوان یکی از محبوب‌ترین روش‌های دامنه‌ی زمان آنالیز مودال عملیاتی شناسایی و به دو دسته‌ی داده‌محور و کواریانس‌محور تقسیم می‌شود. در بخش حاضر، خلاصه‌یی از روش زیرفضاهای اتفاقی کوواریانس محور[۱۶]، که در پژوهش حاضر استفاده شده است، ارائه شده است. جهت اطلاع بیشتر از جزئیات روش زیرفضاهای اتفاقی می‌توان به نوشتار ون اورسچی و مور[۱۷] (۲۰۱۲)،[۲۷] مراجعه کرد.

روش زیرفضاهای اتفاقی، سازه را براساس یک مدل فضای حالت[۱۸] گسسته‌ی زمانی، تحت تحریک نامعلوم در نظر می‌گیرد (مطابق روابط ۱ و ۲):

$$\{s_{k+1}\}=[A]\{s_k\}+\{w_k\} \qquad (۱)$$

$$\{y_k\}=[C]\{s_k\}+\{v_k\} \qquad (۲)$$

که در آن‌ها، $\{s_k\}$ بردار حالت، $\{y_k\}$ بردار خروجی، $[A]$ ماتریس حالت، و $[C]$ ماتریس خروجی هستند. با توجه به در دسترس‌نبودن بارهای اعمالی به سازه، در رابطه‌ی ۱ $\{w_k\}$ به‌صورت نویز سفید گوسی[۱۹]، که ناشی از نویز پردازش و آثار ورودی در بردار حالت است، در نظر گرفته می‌شود. همچنین $\{v_k\}$ نیز به صورت نویز سفید گوسی فرض شده و ترکیبی از نویز اندازه‌گیری و آثار ورودی در بردار خروجی است.

می‌توان نشان داد که اطلاعات مودال، مانند: بسامد طبیعی، شکل‌های مودی، و میرایی هر مود در ماتریس‌های حالت و خروجی وجود دارند. در روش شناسایی زیرفضاهای اتفاقی کواریانس‌محور، ابتدا ماتریس کوواریانس داده‌ها به صورت رابطه‌ی ۳ محاسبه می‌شود:

$$[\hat{R}_i]=[C][A]^{i-1}[G]=\frac{1}{N-i}[Y_{(1:N-i)}][Y_{(i:N)}]^T \qquad (۳)$$

که در آن، $[G]$ ماتریس کواریانس بردار خروجی و بردار حالت است. همچنین ماتریس‌های $[Y_{(1:N-i)}]$ و $[Y_{(i:N)}]$ به ترتیب از حذف i داده از آخر

۱ Ibrahim Time Domain
۲ Eigensystem Realization Algorithm
۳ Stochastic Subspace Identification
۴ Stabilization Diagram
۵ Verboven
۶ Scionti
۷ Magalhães
۸ Reynders
۹ Cabboi
۱۰ Cardoso
۱۱ Su
۱۲ Principal Component Analysis
۱۳ Density-Based Spatial Clustering Of Applications With Noise
۱۴ K-Means
۱۵ Hierarchical Clustering
۱۶ Ssi-Cov
۱۷ Van Overschee & De Moor
۱۸ State Space
۱۹ Gaussian White Noise

ماتریس $[Y]$ و حذف i داده از ابتدای ماتریس $[Y]$ به‌دست آمده‌اند. در ادامه، ماتریس قطر ثابت $[T_{1|i}]$ به صورت رابطه‌ی ۴ ساخته شده است:

$$[T_{1|i}]=\begin{bmatrix} [\hat{R}_i] & [\hat{R}_{i-1}] & \dots & [\hat{R}_1] \\ [\hat{R}_{i+1}] & [\hat{R}_i] & \ddots & [\hat{R}_2] \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ [\hat{R}_{2i-1}] & [\hat{R}_{2i-2}] & \dots & [\hat{R}_i] \end{bmatrix} \quad (۴)$$

براساس رابطه‌ی ۳، ماتریس قطر ثابت فوق را می‌توان به صورت رابطه‌ی ۵ نوشت:

$$[T_{1|i}]=\begin{bmatrix} [C] \\ [C][A] \\ \vdots \\ [C][A]^{i-1} \end{bmatrix}\begin{bmatrix} [A]^{i-1}[G] & \cdots & [A][G] & G \end{bmatrix}=[O_i][\Gamma_i] \quad (۵)$$

که در آن، $[O_i]$ و $[\Gamma_i]$ به ترتیب ماتریس رؤیت‌پذیری[1] و کنترل‌پذیری معکوس[2] هستند و ابعاد آن‌ها به ترتیب برابر $li\times n$ و $n\times li$ هستند. در شرایطی که سیستم کاملاً قابل رؤیت و کنترل باشد، مرتبه‌ی ماتریس قطری $[T_{1|i}]$ برابر با n است. می‌توان ماتریس اخیر را حاصلی از ضرب ماتریس $[O_i]$ با n ستون و $[\Gamma_i]$ با n سطر دانست. با تجزیه‌ی مقادیر تکین ماتریس $[T_{1|i}]$ رابطه‌ی ۶ به‌دست می‌آید:

$$[T_{1|i}]=[U][\Sigma][V]^T=\begin{bmatrix}[U_1][U_2]\end{bmatrix}\begin{bmatrix}[\Sigma_1] & [0] \\ [0] & [0]\end{bmatrix}\begin{bmatrix}[V_1]^T \\ [V_1]^T\end{bmatrix} \quad (۶)$$

می‌توان به صورت رابطه‌های ۷ و ۸، ماتریس‌های $[O_i]$ و $[\Gamma_i]$ را با تقسیم‌کردن ماتریس‌های تجزیه به دو قسمت محاسبه کرد:

$$[O_i]=[U_1][\Sigma_1]^{\frac{1}{2}} \quad (۷)$$

$$[\Gamma_i]=[\Sigma_1]^{\frac{1}{2}}[V_1]^T \quad (۸)$$

در صورتی که ماتریس قطر ثابت $[T_{1|i}]$ به اندازه‌ی یک گام زمانی به جلو انتقال یابد، رابطه‌ی ۹ به‌دست می‌آید:

$$[T_{2|i+1}]=\begin{bmatrix} [\hat{R}_{i+1}] & [\hat{R}_i] & \dots & [\hat{R}_2] \\ [\hat{R}_{i+2}] & [\hat{R}_{i+1}] & \ddots & [\hat{R}_3] \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ [\hat{R}_{2i}] & [\hat{R}_{2i-1}] & \dots & [\hat{R}_{i+1}] \end{bmatrix}=[O_i][A][\Gamma_i] \quad (۹)$$

بنابر رابطه‌ی ۹، ماتریس حالت به‌صورت رابطه‌ی ۱۰ قابل محاسبه است:

$$[A]=[O_i]^+[T_{2|i+1}][\Gamma_i]^+=[\Sigma_1]^{-1/2}[U_1]^T[T_{2|i+1}][V_1][\Sigma_1]^{-1/2} \quad (۱۰)$$

به‌منظور محاسبه‌ی پارامترهای مودال سازه با تجزیه‌ی مقادیر ویژه‌ی ماتریس $[A]$، رابطه‌ی ۱۱ به‌دست می‌آید:

$$[A]=[\Psi][\Lambda][\Psi]^{-1} \quad (۱۱)$$

که در آن، $[\Lambda]=diag(\mu_i)$ ماتریس مقادیر ویژه‌ی ماتریس $[A]$ و $[\Psi]$ ماتریس بردارهای ویژه‌ی $[A]$ هستند. مقادیر ویژه برای یک سیستم پیوسته‌ی زمانی به‌صورت رابطه‌ی ۱۲ به‌دست می‌آید:

$$[\lambda_m]=\frac{\ln(\mu_m)}{\Delta t} \quad (۱۲)$$

که در آن، $[\Delta t]$ فاصله‌ی گام‌های زمانی است. درنهایت، مقادیر بسامدهای طبیعی، نسبت‌های میرایی، و شکل‌های مودی به صورت رابطه‌های ۱۳ الی ۱۵ به‌دست می‌آیند:

$$f_r=\frac{|\lambda_r|}{2\pi} \quad (۱۳)$$

$$\xi_r=-\frac{\mathrm{Re}(\lambda_r)}{|\lambda_r|} \quad (۱۴)$$

$$\phi_i=C\Psi_i \quad (۱۵)$$

۳. حذف مودهای غیرسازه‌یی

نتیجه‌ی نهایی آنالیز مودال عملیاتی با استفاده از روش SSI شامل چند مدل با مرتبه‌های متفاوت است. با توجه به بزرگ‌تربودن مرتبه‌ی مدل از مودهای فیزیکی قابل‌مشاهده‌ی سازه و وجود نویزهای اندازه‌گیری، تعداد قابل توجهی از مودهای شناسایی‌شده، مودهای جعلی هستند و جنبه‌ی فیزیکی ندارند. بنابراین، جهت حذف آن‌ها و تفکیک مودهای فیزیکی از یکدیگر توسط کاربر، دیاگرام پایداری ترسیم می‌شود. حذف مودهای ریاضی از دیاگرام پایداری به‌صورت خودکار تحت این دو مرحله صورت می‌گیرد:

۱.۳. معیار سخت در حذف مودهای غیرفیزیکی

عدم تحقق بعضی از مشخصات در مودهای شناسایی‌شده می‌تواند نشانگر مودهای غیرفیزیکی باشد. به عنوان مثال، در سازه‌های ساختمانی انتظار از نسبت میرایی، اعدادی بین ۰ تا ۲۰ درصد است. اعداد خارج از محدوده‌ی اخیر، نشان از محاسباتی‌بودن مود موردنظر دارد. استفاده از معیار سخت جهت

[1] Observability Matrix

[2] Reversed Controllability

حذف مودهای به‌طور قطع ریاضی در نوشتار ژوانگ و پاپا[۱] (۱۹۸۵)،[۱۷] ارائه شده است. معیار سخت در نظر گرفته‌شده جهت حذف مودهای ریاضی در پژوهش حاضر به شرح روابط ۱۶ الی ۱۸ هستند:

$$\mathrm{Re}(\lambda_r) \le ۰ \tag{۱۶}$$

$$\mathrm{Im}(\lambda_r) \ne ۰ \tag{۱۷}$$

$$\%۰ < \xi_r < \%۲۰ \tag{۱۸}$$

مودهای شناسایی‌شده، که پارامترهای آن‌ها خارج از معیار اخیر است، بلافاصله حذف می‌شوند. این تذکر لازم است که تمامی مودهای باقی‌مانده، الزاماً مود فیزیکی نیستند.

۲.۳. معیار نرم حذف مودهای غیرفیزیکی

پیش از تشخیص مودهای واقعی یک سازه نیاز است که تا حد امکان مودهای غیرفیزیکی موجود در دیاگرام پایداری حذف شوند. در مرحله‌ی دوم، برای حذف مودهای ریاضی از روش خوشه‌بندی استفاده می‌شود. در مرحله‌ی کنونی با توجه به خاصیت نزدیک‌بودن پارامترهای مودال در مودهای فیزیکی نسبت به مودهای ریاضی، مودهای باقی‌مانده در مرحله‌ی قبل به دو دسته‌ی جعلی و احتمالاً واقعی تفکیک می‌شوند. پارامترهای در نظر گرفته‌شده در خوشه‌بندی مودها، شامل: اختلاف مقدار ویژه، اختلاف بسامد طبیعی، اختلاف میرایی، اختلاف شکل مودی، و اختلاف میانگین انحراف فاز هر مود با نزدیک‌ترین مود موجود در مدل با یک مرتبه‌ی بالاتر است. نحوه‌ی محاسبه‌ی هر یک از پارامترهای مذکور در روابط ۱۹ الی ۲۱ مشاهده می‌شود:

$$d\lambda_{ij} = \frac{\left|\lambda_i - \lambda_j\right|}{\max(\left|\lambda_i\right|, \left|\lambda_j\right|)} \tag{۱۹}$$

$$df_{ij} = \frac{\left|f_i - f_j\right|}{\max(\left|f_i\right|, \left|f_j\right|)} \tag{۲۰}$$

$$MAC(\phi_i, \phi_j) = \frac{\left|\phi_i^* \phi_j\right|^۲}{\left\|\phi_i\right\|_۲^۲ \left\|\phi_j\right\|_۲^۲} \tag{۲۱}$$

بردار مشخصات هر کدام از مودهای تخمین زده‌شده جهت خوشه‌بندی به صورت رابطه‌ی ۲۲ بر پا می‌شوند:

$$[P_i] = \left[d\lambda_{ij} \quad df_{ij} \quad d\xi_{ij} \quad ۱-(MAC_{ij}) \quad dMPD_{ij} \right] \tag{۲۲}$$

۳.۳. تحلیل مؤلفه‌های اصلی

با توجه آنکه مشخصات هر مود جهت خوشه‌بندی در برداری پنج‌بُعدی قرار دارد، مشاهده‌ی پراکندگی داده‌ها ممکن نیست. بدین جهت نیاز است که مشخصات مودها از فضای پنج‌بُعدی به فضای دو یا سه بُعدی منتقل می‌شوند. یکی از پرکاربردترین روش‌ها جهت کاهش ابعاد پارامترها استفاده از روش PCA است. کاهش ابعاد پارامترها عمدتاً به دو منظور بالابردن دقت خوشه‌بندی در داده‌های با ابعاد بسیار بالا و همچنین نمایش داده‌ها کاربرد دارد. PCA یک روش آماری چندمتغیره‌ی خطی برای تحلیل داده‌هاست، که هدف آن کاهش ابعاد داده با از دست‌دادن میزان کمینه‌ی اطلاعات است. ایده‌ی اصلی روش تحلیل مؤلفه‌های اصلی، پیداکردن راستایی است که تصویر داده‌ها بر روی آن راستا، بیشترین پراکندگی را دارد. به همین ترتیب راستاهای بعدی نیز سعی می‌شود در جهتی انتخاب شوند که با حذف راستاهای قبل، بیشترین پراکندگی از تصویر داده‌ها را بر روی آن داشته باشند.

۴.۳. الگوریتم‌های خوشه‌بندی استفاده‌شده جهت تفکیک مودهای واقعی از مودهای جعلی

خوشه‌بندی یکی از پرکاربردترین روش‌های دسته‌بندی داده‌های بدون برچسب است، که با استفاده از دسته‌بندی داده‌ها با توجه به خصوصیات مشترک‌شان در علوم مختلف، چون: یادگیری ماشین، هوش مصنوعی، گیاه‌شناسی، و پزشکی کاربرد دارند. در آنالیز مودال عملیاتی، استفاده از خوشه‌بندی به دو منظور تفکیک مودهای فیزیکی از جعلی و همچنین تفکیک مودهای فیزیکی از یکدیگر کاربرد دارد. در بخش حاضر، سه الگوریتم خوشه‌بندی که در پژوهش حاضر جهت حذف مودهای ریاضی از فیزیکی استفاده شده‌اند، به اختصار شرح داده شده است.

۱.۴.۳. K-means

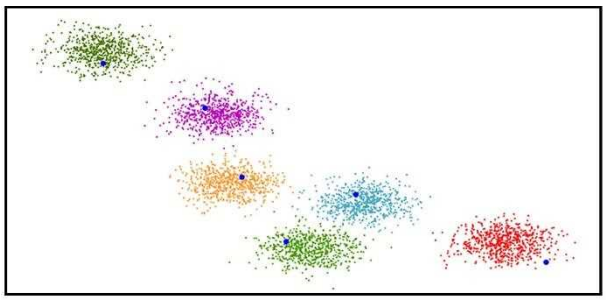
یکی از پرکاربردترین روش‌های خوشه‌بندی داده‌ها استفاده از الگوریتم K-means است. عبارت K-means برای اولین‌بار توسط مک‌کوین استفاده شده است. در روش اخیر، داده‌ها براساس فاصله‌ی اقلیدسی از یکدیگر تفکیک می‌شوند و هدف آن است که مجموع مربع اختلاف داده‌های یک خوشه از میانگین آن خوشه مطابق رابطه‌ی ۲۳، به میزان کمینه برسد.

$$\arg\min \sum_{i=۰}^{k} \sum_{X \in S_i}^{n} \left\| X - \mu_i \right\|^۲ \tag{۲۳}$$

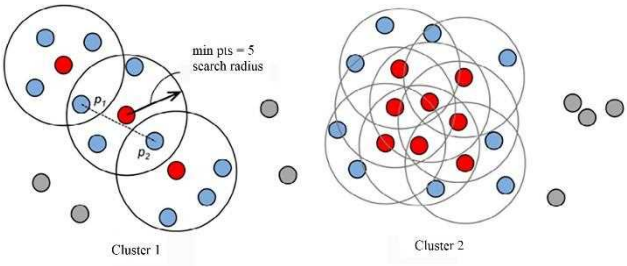
که در آن، k تعداد خوشه‌ها و μ_i میانگین داده‌های خوشه i اُم است. رایج‌ترین الگوریتم جهت خوشه‌بندی K-means بدین صورت است که ابتدا تعداد خوشه‌ها توسط کاربر تعیین و به تعداد خوشه‌های فرض‌شده، نقاطی به‌صورت تصادفی روی مجموعه‌ی داده‌ها به‌عنوان مرکز خوشه در نظر گرفته می‌شوند. با توجه به فاصله‌ی هر یک از داده‌ها از مراکز خوشه‌های فرض‌شده، آن داده به یکی از خوشه‌ها منصوب می‌شود. پس از انتصاب تمامی داده‌ها به خوشه‌ها، مرکز هر خوشه براساس میانگین‌گیری موقعیت داده‌های آن خوشه تعیین می‌شود. دو مرحله‌ی انتصاب داده‌ها به خوشه‌ها و تعیین مراکز جدید خوشه‌ها آنقدر ادامه پیدا می‌کند که تغییری در خوشه‌بندی ایجاد نشود. جهت اطلاع بیشتر از الگوریتم K-means می‌توان به نوشتار هارتیگان و ونگ[۲] (۱۹۷۹)،[۲۸] رجوع کرد. در شکل ۱، تصویری از خوشه‌بندی داده به روش K-means برای ۶ خوشه مشاهده می‌شود.

[۱] Juang & Pappa

[۲] Hartigan & Wong



شکل ۱. دسته‌بندی داده‌های دوبُعدی به ۶ خوشه با روش K-means.



شکل ۲. روند خوشه‌بندی DBSCAN [۲۹].

۲.۴.۳. خوشه‌بندی DBSCAN

الگوریتم خوشه‌بندی DBSCAN، یک الگوریتم خوشه‌بندی براساس چگالی تجمع داده‌هاست. دو پارامتر اساسی در الگوریتم مذکور، شعاع همسایگی (ε) و کمینه‌ی داده‌های موجود در شعاع همسایگی (Minpts) جهت درنظرگرفتن آن‌ها به عنوان یک خوشه است. به‌طور خلاصه، مراحل خوشه‌بندی به روش DBSCAN به این صورت است:

۱- برای هر نقطه، تعداد نقاط موجود در شعاع همسایگی آن به‌دست می‌آید.

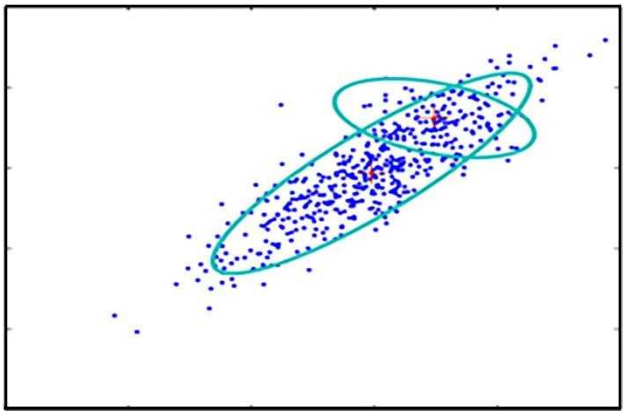
۲- در صورتی که تعداد نقاط موجود در آن همسایگی بیش از MinPts باشد، تمامی نقاط موجود به‌عنوان یک خوشه در نظر گرفته می‌شوند و اگر در شعاع همسایگی نقطه، تعداد نقاط کمتر از MinPts باشد، آن نقطه به عنوان نویز فرض می‌شود.

۳- برای تمامی نقاط موجود در خوشه‌ی اختصاص داده‌شده، مرحله‌ی ۲ تکرار می‌شود تا خوشه گسترش یابد. این گسترش خوشه تا جایی ادامه می‌یابد که هیچ نقطه‌ی دیگری با کمینه‌ی Minpts داده از خوشه همسایگی داشته باشد.

۴- روند اخیر برای تمامی داده‌های موجود انجام می‌شود، تا تمامی آن‌ها به عنوان عضوی از یک خوشه و یا نویز برچسب‌گذاری شوند (روند خوشه‌بندی DBSCAN در شکل ۲ مشاهده می‌شود).

۳.۴.۳. مدل‌های مخلوط گوسی

در روش خوشه‌بندی مدل مخلوط گوسی (GMM)[۱]، مدل‌سازی داده‌ها با استفاده از ترکیبی از توزیع‌های گوسی انجام می‌شود. در روش GMM، هر



شکل ۳. خوشه‌بندی مجموعه‌ی داده‌ها با استفاده از ۲ خوشه و الگوریتم مدل‌های مخلوط گوسی [۳۰].

داده با درجه‌یی از عضویت، عضوی از تمامی خوشه‌هاست. احتمال عضویت یک داده در یک خوشه‌ی خاص، عددی بین ۰ تا ۱ است. مسئله‌ی اساسی در روش GMM، پیداکردن مراکز گوسی و کواریانس داده‌هاست. رابطه‌ی ۲۴، یک مدل مخلوط گوسی را نشان می‌دهد.

$$p(x) = \sum_{k=1}^{K} \pi_k N(x \mid \mu_k, \Sigma_k) \qquad (۲۴)$$

که در آن، K تعداد توزیع‌های گوسی و یا تعداد خوشه‌هاست. μ_k بردار میانگین و Σ_k ماتریس کواریانس خوشه‌ی kاُم است. همچنین π_k وزن مؤثر خوشه‌ی kاُم است (رابطه‌ی ۲۵).

$$\sum_{k=1}^{K} \pi_k = 1 \qquad (۲۵)$$

جهت تعیین مشخصات هر خوشه، از الگوریتم EM استفاده می‌شود. الگوریتم EM شامل ۲ گام است:

گام اول، متوسط‌گیری[۲] و گام دوم، بیشینه‌سازی[۳] نام دارد. به‌طورخلاصه، در ابتدا فرضیاتی درخصوص پارامترهای هر توزیع گوسی انجام می‌شود. در بخش بعد، درجه‌ی عضویت هر یک از داده‌ها نسبت به هر توزیع محاسبه می‌شود. سپس پارامترهای توزیع‌های گوسی براساس درجه‌ی عضویت داده‌ها اصلاح می‌شوند. دو مرحله‌ی اخیر، محاسبه‌ی درجه‌ی عضویت و اصلاح پارامترهای گوسی تا همگراشدن ادامه می‌یابد. در شکل ۳، خوشه‌بندی داده‌ها توسط دو خوشه با توزیع گوسی مشاهده می‌شود.

۴. تفکیک مودهای سازه‌یی از یکدیگر

پس از جداسازی مودهای جعلی از مودهای واقعی، لازم است که هر یک از مودهای فیزیکی از یکدیگر تفکیک و پارامترهای دینامیکی، شامل: بسامد طبیعی، شکل مودی، و نسبت میرایی هر مود محاسبه شود. در بخش حاضر نیز می‌توان از الگوریتم‌های خوشه‌بندی استفاده کرد. در پژوهش حاضر، با استفاده از شکل‌های مودی و ضریب MAC و برپایی ماتریس فاصله بین مودهای باقی‌مانده و استفاده از خوشه‌بندی سلسله‌مراتبی، مودهای سازه از

[۱] Gaussian Mixture Model

[۲] Expectation

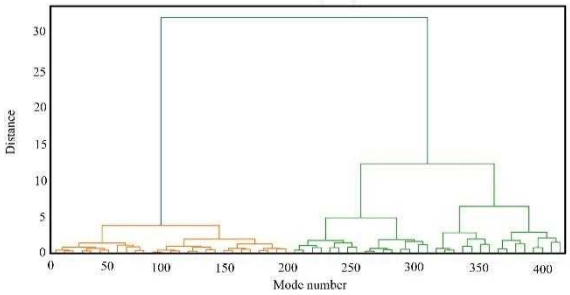
[۳] Maximization

یکدیگر تفکیک شده‌اند.در ادامه، توضیح مختصری از خوشه‌بندی سلسله‌مراتبی ارائه شده است.

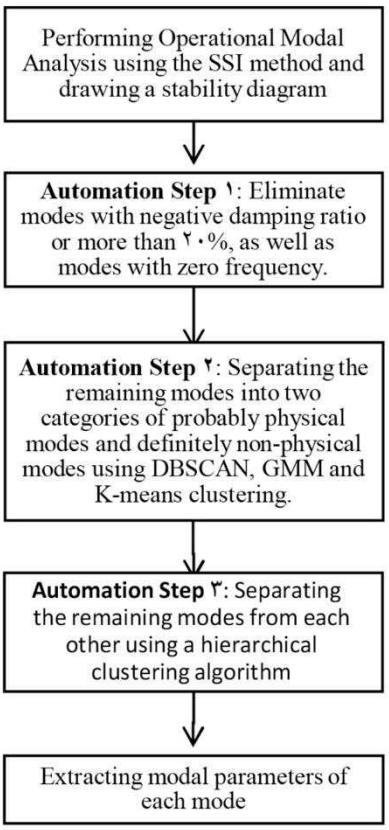
۱.۴. خوشه‌بندی سلسله‌مراتبی

در روش خوشه‌بندی سلسله‌مراتبی، در ابتدا هر یک از داده‌ها به عنوان یک خوشه‌ی مستقل در نظر گرفته می‌شود. سپس داده‌ها براساس شباهت و نزدیکی به یکدیگر با هم ادغام می‌شوند. روند ادغام داده‌ها و کاهش خوشه‌ها تا جایی که فاصله‌ی خوشه‌ها به حد مشخصی برسد، ادامه پیدا می‌کند. در شکل ۴، روند خوشه‌بندی سلسله‌مراتبی مشاهده می‌شود.

فلوچارت مربوط به الگوریتم ارائه‌شده، مطابق شکل ۵ است؛ که مراحل ۲ الی ۴ آن، ۳ مرحله‌ی خودکارسازی آنالیز مودال عملیاتی را نشان می‌دهد.



شکل ۴. روند خوشه‌بندی سلسله‌مراتبی.



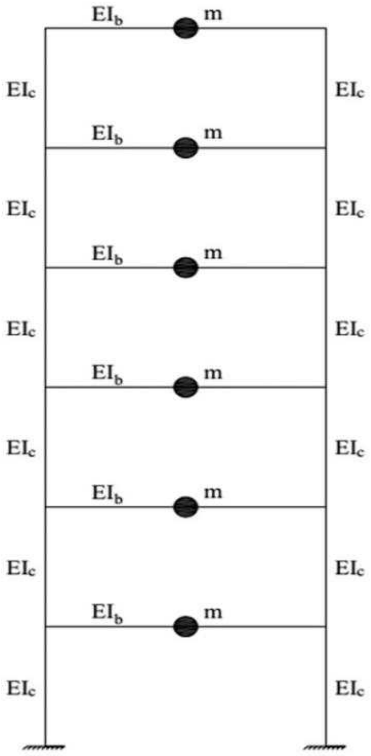
شکل ۵. فلوچارت الگوریتم آنالیز مودال عملیاتی خودکار ۳ مرحله‌یی ارائه شده.

۵. مطالعه‌ی موردی عددی

در بخش حاضر با استفاده از مدل عددی از یک قاب ۶ طبقه‌ی مدل‌سازی‌شده در برنامه‌ی OpenSees و اطلاعات موجود از ارتعاش واقعی یک پل، الگوریتم معرفی‌شده جهت آنالیز مودال عملیاتی خودکار بررسی شده است.

۱.۵. آنالیز مودال عملیاتی خودکار بر روی قاب ۶ طبقه

به‌منظور بررسی الگوریتم ارائه‌شده جهت خودکارسازی آنالیز مودال عملیاتی، یک قاب دوبُعدی ۶ طبقه در برنامه‌ی OpenSees مدل‌سازی شده است. مطابق شکل ۶، ارتفاع هر طبقه ۴ متر و طول دهانه‌ی قاب مذکور، ۶ متر در نظر گرفته شده است. مقطع ستون‌ها به‌صورت قوطی مربع‌شکل با عرض و ارتفاع ۱۴۰ میلی‌متر و ضخامت ۴ میلی‌متر، و مقطع تیرها به‌صورت IPE۱۲۰ فرض شده است. مدول کشسانی فرض‌شده برای تیرها و ستون‌ها، ۲۱۰ گیگاپاسکال در نظر گرفته شده است. همچنین در هر طبقه، جرم متمرکزی به مقدار ۱۰۰۰ کیلوگرم مدل شده است. نسبت میرایی در نظر گرفته‌شده در مدل مذکور برای هر کدام از ۶ مود در جدول ۱ ارائه شده است.



شکل ۶. قاب ۶ طبقه‌ی مدل‌شده در برنامه‌ی OpenSees.

جدول ۱. نسبت میرایی مدل‌شده برای هر مود.

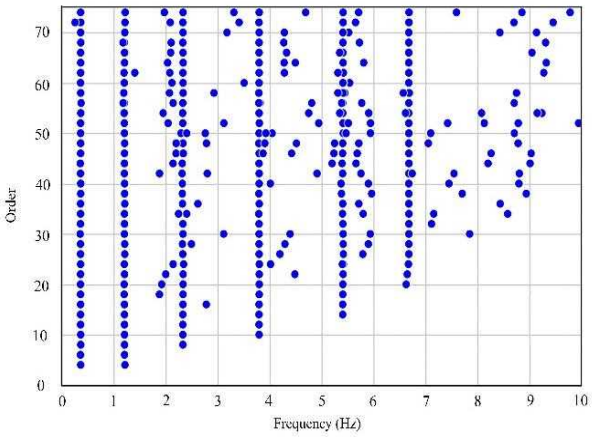
شمار مود	مود ۱	مود ۲	مود ۳	مود ۴	مود ۵	مود ۶
نسبت میرایی	٪۱	٪۰/۵	٪۰/۵	٪۲	٪۱	٪۱

ارتعاش قاب ۶ طبقه به‌صورت اعمال شتاب به پایه‌ی آن صورت گرفته است. شتاب اعمالی به‌صورت نویز سفید گوسی در نظر گرفته شد و سازه به مدت ۳۰۰ ثانیه توسط روش نیومارک تحلیل شد. بسامد برداشت اطلاعات مربوط به جابه‌جایی هر طبقه، ۱۰۰ هرتز در نظر گرفته شد.

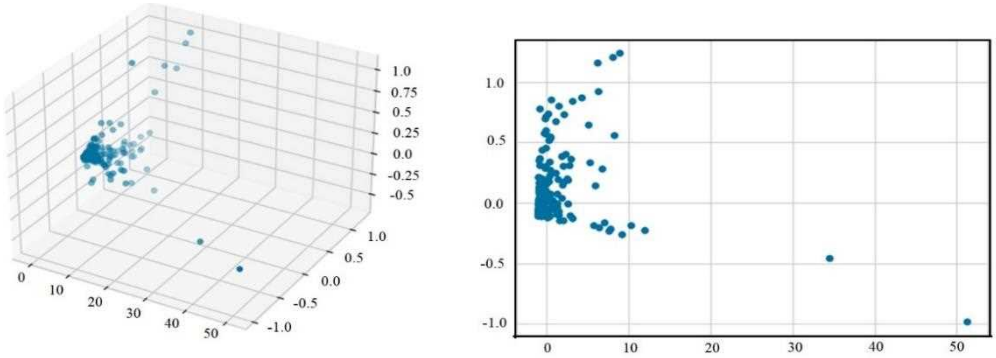
پاسخ سازه به بار اعمالی توسط روش زیرفضاهای اتفاقی کواریانس‌محور تحلیل شد. کمینه و بیشینه‌ی مرتبه‌ی در نظر گرفته‌شده در روش اخیر برابر با ۱ و ۷۵ بوده است. در شکل ۷، دیاگرام پایداری به‌دست‌آمده از روش ذکرشده را پس از حذف مودهایی که قطعاً موهومی هستند، مشاهده می‌شود.

در شکل ۸، تصاویر دوبُعدی و سه‌بُعدی که توسط الگوریتم PCA از بردار پنج‌بُعدی مطابق رابطه‌ی ۲۳ به‌دست آمده است، مشاهده می‌شود؛ که مطابق آن، چگالی داده‌ها در محدوده‌ی اطراف مرکز مختصات، زیاد است، که نشانگر مودهای فیزیکی احتمالی است. با توجه به بالابودن چگالی مودهای فیزیکی در مرکز مختصات، انتظار می‌رود الگوریتم خوشه‌بندی بر مبنای چگالی، در در شکل ۹، دیاگرام پایداری تفکیک مودهای فیزیکی از جعلی توسط الگوریتم‌های خوشه‌بندی K-means، GMM، و DBSCAN مشاهده می‌شود؛ که در آن‌ها، نقاط قرمز به عنوان مودهای جعلی شناسایی شده‌اند.

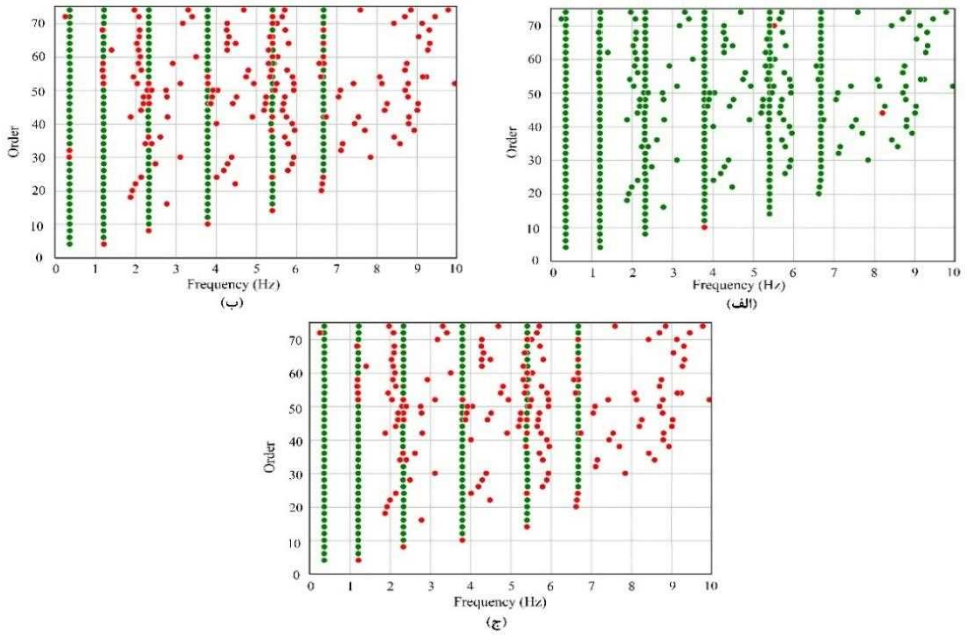
تفکیک مودهای جعلی از فیزیکی نسبت به سایر الگوریتم‌های خوشه‌بندی معرفی‌شده بهتر عمل کند.



شکل ۷. دیاگرام پایداری براساس SSI-COV پس از حذف مودهای قطعی موهومی.



شکل ۸. (الف) تصاویر دوبُعدی، و (ب) تصویر سه‌بُعدی ساخته‌شده توسط الگوریتم PCA از بردار پنج‌بُعدی مشخصات مودها.



شکل ۹. تفکیک مودهای سازه‌یی از جعلی: (الف) با استفاده از خوشه‌بندی K-means؛ (ب) با استفاده از خوشه‌بندی GMM؛ (ج) با استفاده از خوشه‌بندیDBSCAN.

همان‌طور که انتظار می‌رفت، الگوریتم‌هلی DBSCAN و GMM، عملکرد به مراتب بهتری در حذف مودهای موهومی نسبت به الگوریتم K-means از خود نشان داده‌اند.

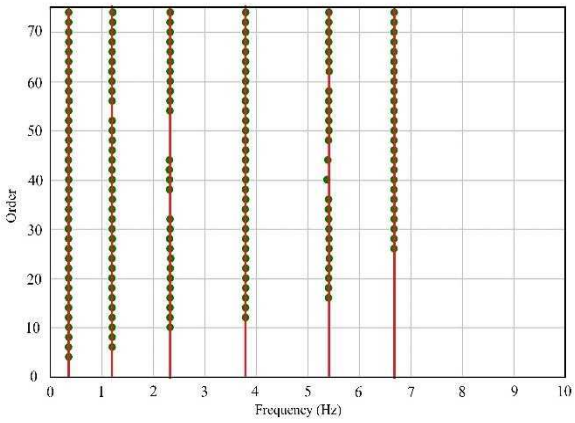
در جدول ۲، اختلاف بسامدهای مودی تحلیلی و تخمین زده‌شده ارائه شده است.

در شکل ۱۰، جداسازی مودهای سازه‌یی از یکدیگر توسط الگوریتم خوشه‌بندی سلسله‌مراتبی، با فرض درنظرگرفتن ۶ مود قابل‌مشاهده، نشان داده شده است. به‌دلیل کیفیت بالاتر جداسازی مودهای سازه‌یی از غیرسازه‌یی توسط الگوریتم DBSCAN نسبت به سایر الگوریتم‌ها، ورودی الگوریتم خوشه‌بندی سلسله‌مراتبی مودهای سازه‌یی تفکیک‌شده توسط الگوریتم DBSCAN صورت گرفته است.

این تذکر لازم است که بسامدهای تحلیلی مستقیماً توسط ماتریس‌های جرم و سختی به کمک برنامه‌ی OpenSees به‌دست آمده‌اند. همچنین، بسامد محاسبه‌شده توسط آنالیز مودال بدون دراختیارداشتن ماتریس‌های جرم و سختی و فقط بر اساس پاسخ سازه به بارهای نامعلوم به‌دست آمده‌اند. در شکل ۱۱، نیز هر یک از شکل‌های مودی تخمین زده‌شده مشاهده می‌شوند. ضریب MAC شکل مودی تخمین زده‌شده با شکل مود تحلیلی نشان از دقت بالای روش در تخمین شکل‌های مودی دارد

جدول ۲. بسامدهای تحلیلی و محاسباتی با استفاده از آنالیز مودال عملیاتی.

شماره‌ی مود	مود ۱	مود ۲	مود ۳	مود ۴	مود ۵	مود ۶
بسامد تحلیلی (هرتز) براساس ماتریس‌های جرم و سختی	۰/۳۷۳	۱/۲۲۴	۲/۳۵۳	۳/۸۱۲	۵/۴۴۴	۶/۷۹۷
بسامد محاسبه‌شده (هرتز) با آنالیز مودال عملیاتی خودکار	۰/۳۷۱	۱/۲۱۹	۲/۳۴۸	۳/۷۸۰	۵/۳۸۵	۶/۷۰۳
درصد خطا	۰/۵	۰/۴	۰/۲	۰/۸	۱/۱	۱/۴

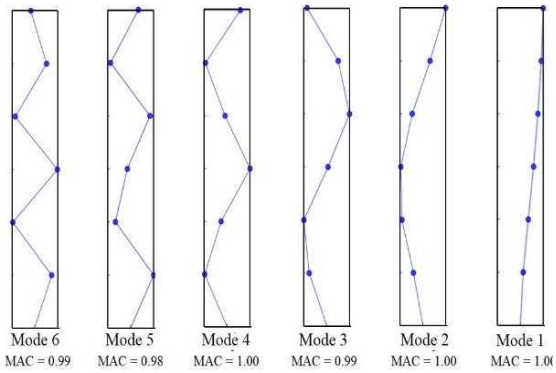


شکل ۱۰. تفکیک مودهای سازه‌یی با استفاده از الگوریتم خوشه‌بندی سلسله‌مراتبی.

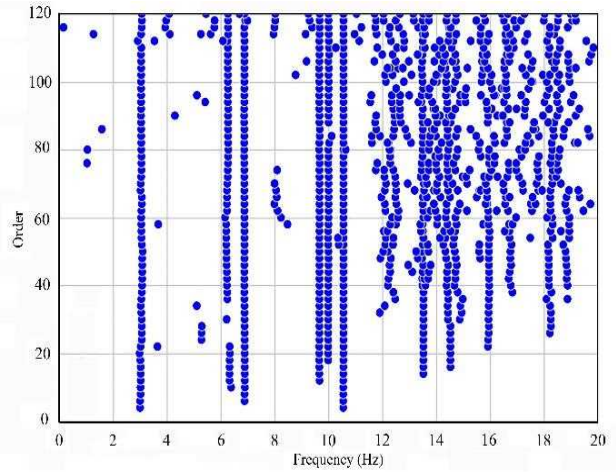
۲.۵. آنالیز مودال عملیاتی پل قدیمی آدا[۱]

پل قدیمی آدا، یک پل خرپایی فلزی با تکیه‌گاه ساده با طول ۵۹/۲ متر و عرض ۳/۶ مت ر بوده است. این پل در سال ۱۹۵۹ در کشور ژاپن ساخته و در سال ۲۰۱۲ تخریب شده است. پیش از تخریب پل، تعدادی آزمایش مودال عملیاتی تحت بارهای وسائط نقلیه بر روی آن انجام شد. در نوشتار چنگ و کیم[۲] (۲۰۱۶)،[۳۱] پنج سن اریو شامل: عدم آسیب مصنوعی، وجود آسیب مصنوعی (۳ سناریو)، و تعمیر مجدد پل بررسی شده است.

داده‌های استفاده‌شده در پژوهش حاضر، از یکی از آزمون‌های مودال نوشتار اخیر، پیش از آسیب مصنوعی است (A-۳). در آزمایش حاضر، اطلاعات توسط ۸ حسگر شتاب‌سنج و با بسامد ۲۰۰ هرتز برداشت شده‌اند. در شکل ۱۳، موقعیت حسگرها بر روی پل مشاهده می‌شوند. تعداد داده‌های هر یک از حسگرها ۷۵۹۶۴ عدد بوده است. بیشینه‌ی مرتبه‌ی درنظر گرفته‌شده برای این آنالیز ۱۲۰ در نظر گرفته شده است. همچنین، در شکل ۱۲، دیاگرام پایداری پس از حذف مودهایی که قطعاً موهومی هستند، مشاهده می‌شود.



شکل ۱۱. شکل‌های مودی تخمین زده‌شده.

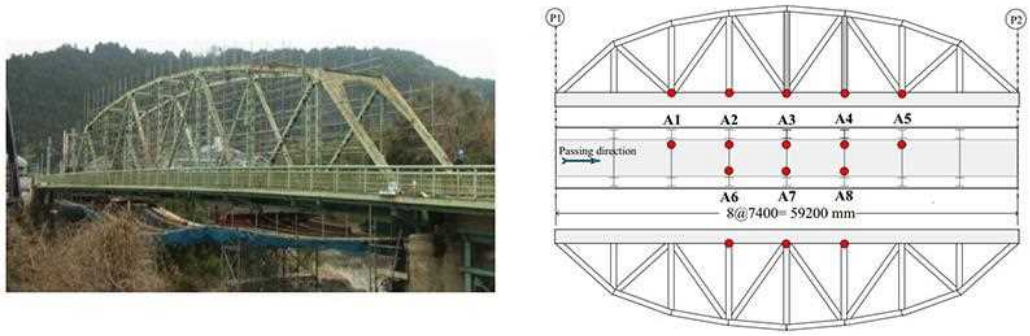


شکل ۱۲. دیاگرام پایداری براساس SSI-COV پس از حذف مودهای قطعی ریاضی.

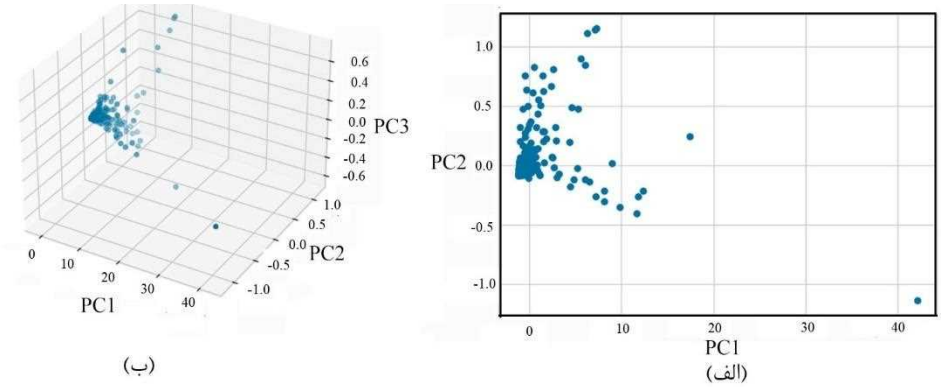
[۱] Old ADA bridge

[۲] Chang & Kim

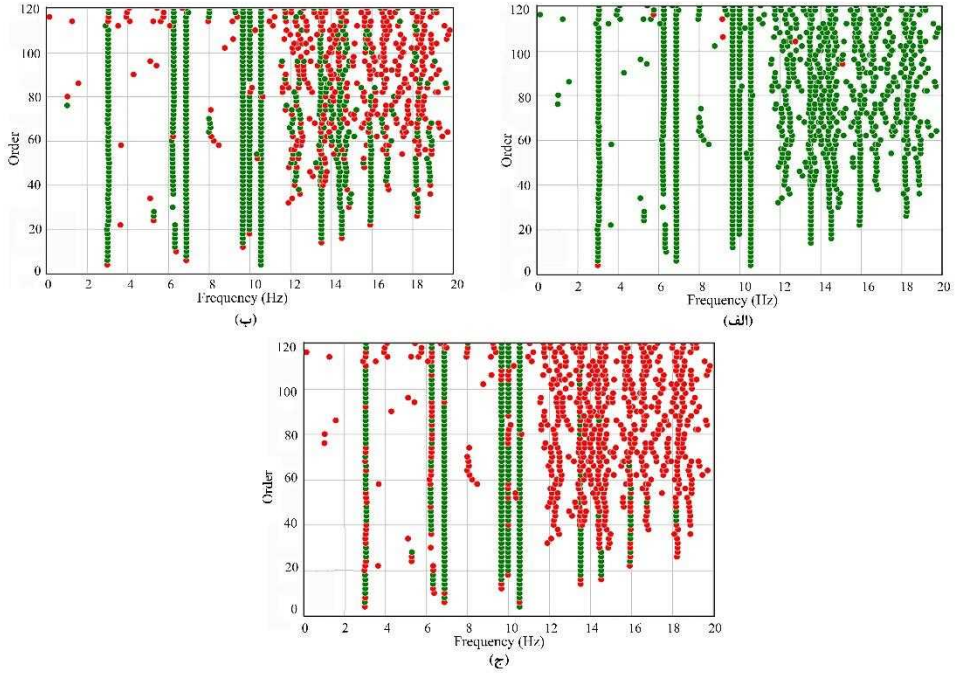
در شکل ۱۴، تصاویر سه‌بُعدی و دوبُعدی از بردار مشخصات مودها جهت جداسازی مودهای جعلی از فیزیکی که توسط الگوریتم PCA به‌دست آمده است، مشاهده می‌شود. مشابه مدل عددی بررسی‌شده در بخش قبل، تراکم داده‌ها در مرکز مختصات بیشتر از سایر نقاط بوده است. در شکل ۱۵، نیز دیاگرام پایداری مودهای احتمالی فیزیکی تفکیک‌شده توسط الگوریتم‌های خوشه‌بندی K-means، GMM، و DBSCAN مشاهده می شود؛ که مطابق آن، عملکرد الگوریتم means-K در جداسازی مودهای اصلی از مودهای ریاضی، بسیار ضعیف به‌نظر می رسد در شکل ۱۶، مودهای سازه‌یی تفکیک‌شده از یکدیگر با فرض درنظرگرفتن ۶ مود قابل‌مشاهده توسط الگوریتم خوشه‌بندی سلسله‌مراتبی مشاهده می‌شود. مشابه سازه‌ی قبل، برای تفکیک مودها از یکدیگر بر روی داده‌های مربوط به خروجی، روش خوشه‌بندی DBSCAN اعمال شده است. این تذکر لازم است که ماتریس فاصله جهت



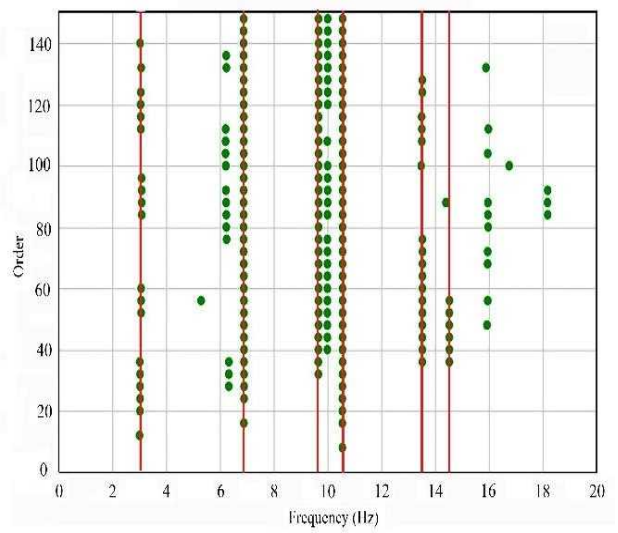
شکل ۱۳. تصویر و موقعیت حسگرگذاری بر روی پل قدیمی آدا.[۳۱]



شکل ۱۴. (الف) تصاویر دوبُعدی، و (ب) تصویر سه‌بُعدی ساخته‌شده توسط الگوریتم PCA از بردار پنج‌بُعدی مشخصات مودها.



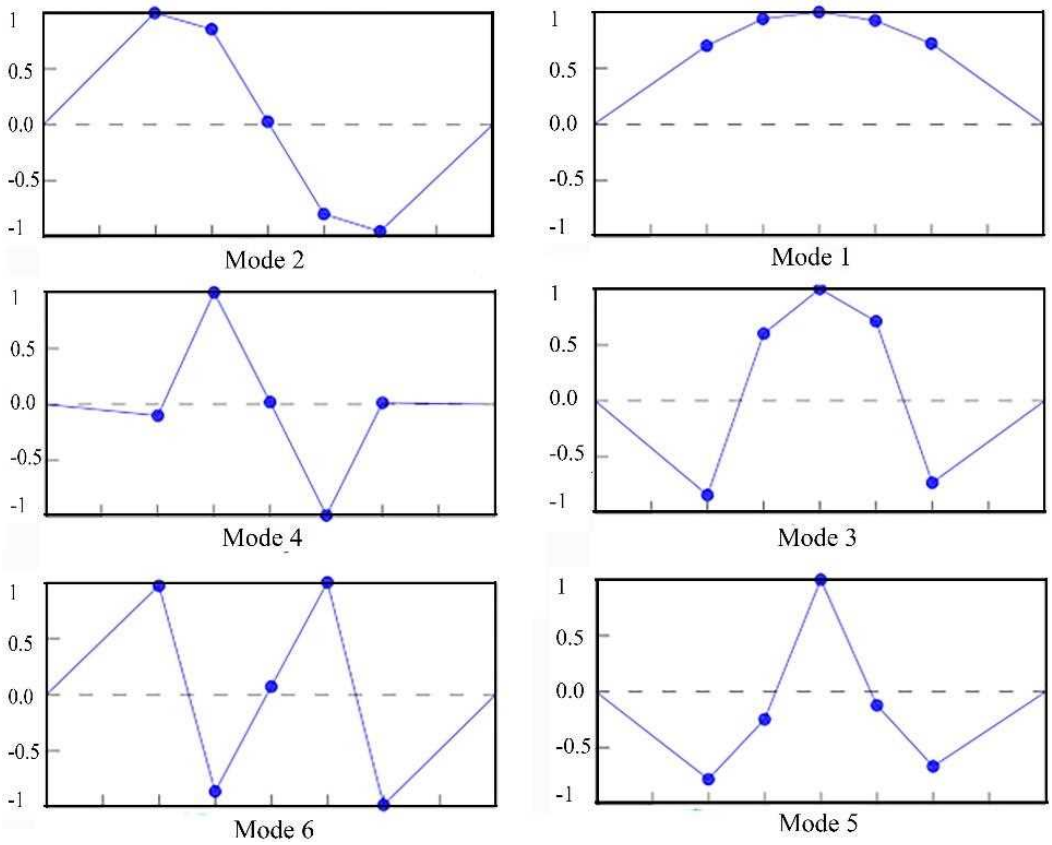
شکل ۱۵. تفکیک مودهای سازه‌یی از جعلی: (الف) با استفاده از خوشه‌بندی K-means؛(ب) با استفاده از خوشه‌بندی GMM؛ (ج) با استفاده از خوشه‌بندی DBSCAN.



شکل ۱۶. تفکیک مودهای سازه‌یی از یکدیگر با استفاده از الگوریتم خوشه‌بندی سلسله‌مراتب.

جدول ۳. بسامدهای تحلیلی و محاسباتی با استفاده از آنالیز مودال عملیاتی.

شماره‌ی مود	مود ۱	مود ۲	مود ۳	مود ۴	مود ۵	مود ۶
بسامد محاسبه‌شده (هرتز) با آنالیز مودال عملیاتی خودکار	۳/۰۲۵	۶/۸۴۱	۹/۶۶۷	۱۰/۵۶۷	۱۳/۵۲۵	۱۴/۵۰۴
بسامد محاسبه‌شده (هرتز) در نوشتار چنگ و کیم (۲۰۱۶) [۳۱]	۲/۲۹۷	۶/۷۷۶	۹/۸۳۱	۱۰/۹۵۷	۱۳/۴۲۲	-----
درصد تفاوت	۱/۵۷	۰/۹۶	۱/۰۲	۳/۶۹	۰/۷۷	-----



شکل ۱۷. شکل‌های مودی تخمین زده شده.

خوشه‌بندی سلسله‌مراتبی براساس ضریب MAC بین مودهای جداسازی‌شده تشکیل شده است.

در شکل ۱۷، شکل‌های مودی تخمین زده‌شده ملاحظه می‌شوند. باید اشاره کرد به‌دلیل کم‌بودن تعداد نقاط آزمون‌شده در آنالیز مودال، شکل‌های مودی، شکستگی‌های شدیدی دارند، که با افزایش نقاط آزمون، این مسئله از بین خواهد رفت. همچنین در جدول ۳، بسامد مودهای تخمین‌زده‌شده ارائه شده است.

۶. نتیجه‌گیری

هر چند که آنالیز مودال عملیاتی ابزاری کارا جهت تخمین مشخصات

دینامیکی سازه است، اما از مشکلات آن متکی‌بودن فرایند حذف مودهای غیرواقعی و همچنین تفکیک مودهای فیزیکی از یکدیگر به کاربر است. این مسئله سبب افزایش زمان و هزینه‌ی آنالیز مودال و دشوارشدن پایش سلامت سازه‌ها به صورت مستمر می‌شود.

استفاده از الگوریتم ۳ مرحله‌یی، شامل: ۱) حذف مودهای قطعاً جعلی، ۲) جداسازی مودهای جعلی از فیزیکی به‌کمک خوشه‌بندی، و ۳) تفکیک مودهای فیزیکی از یکدیگر، در دهه‌ی اخیر موردتوجه پژوهشگران قرار گرفته است. در غالب پژوهش‌های پیشین از روش خوشه‌بندی K-means جهت تفکیک مودهای اصلی از موهومی استفاده شده است. در پژوهش حاضر، آنالیز مودال عملیاتی با استفاده از روش دامنه‌ی زمان SSI-COV انجام شده است. سپس با استفاده از روش PCA، بردار مشخصات مودها جهت خوشه‌بندی به فضای دوبُعدی و سه‌بُعدی منتقل و با توجه به پراکندگی مودها، استفاده از الگوریتم‌های خوشه‌بندی GMM و DBSCAN جهت تفکیک مودهای موهومی از اصلی پیشنهاد شده است. همچنین به‌منظور تفکیک مودهای فیزیکی از یکدیگر از الگوریتم خوشه‌بندی سلسله‌مراتبی استفاده شده است.

روش ارائه‌شده بر روی یک قاب ۶ طبقه، مدل‌سازی شده و یک پل خرپایی فلزی آزمایش‌شده بررسی شده است. نتایج نشان دادند که روش‌های خوشه‌بندی GMM و DBSCAN عملکرد بسیار بهتری در حذف مودهای ریاضی نسبت به الگوریتم K-means داشته‌اند. بیشینه‌ی خطا در تخمین بسامد طبیعی قاب مدل‌شده، ۱/۴٪ و بیشینه‌ی تفاوت بسامد طبیعی تخمین زده‌شده‌ی پل با مقدار محاسبه‌شده در نوشتار چنگ و کیم (۲۰۱۶)،[۳۱] ۳/۶۹٪ به‌دست آمده است.

از دیگر نتایج پژوهش حاضر، بالابودن هزینه‌ی محاسباتی الگوریتم خوشه‌بندی سلسله‌مراتبی به‌خصوص در شرایطی که تعداد مودهای سازه افزایش می‌یابند، بوده است؛ که امکان استفاده از الگوریتم خوشه‌بندی سلسله‌مراتبی در پایش سلامت سازه‌ها را به صورت برخط دشوار می‌سازد.

References - منابع

1. Benedettini, F. and Gentile, C., 2011. Operational modal testing and FE model tuning of a cable-stayed bridge. *Engineering Structures*, *33*(6), pp.2063-2073. doi.org/10.1016/j.engstruct.2011.02.046

2. Bernal, D., 2010. Load vectors for damage location in systems identified from operational loads. *Journal Of Engineering Mechanics*, *136*(1), pp.31-39. doi.org/10.1061/(ASCE)EM.1943-7889.0000067

3. Van der Auweraer, H. and Peeters, B., 2003. International research projects on structural health monitoring: an overview. *Structural Health Monitoring*, *2*(4), pp.341-358. doi.org/10.1177/147592103039836

4. Parloo, E., Verboven, P., Guillaume, P. and Van Overmeire, M., 2003. Force identification by means of in-operation modal models. *Journal Of Sound And Vibration*, *262*(1), pp.161-173. doi.org/10.1016/S0022-460X(02)01052-0

5. Caetano, E., Cunha, Á., Moutinho, C. and Magalhães, F., 2010. Studies for controlling human-induced vibration of the Pedro e Inês footbridge, Portugal. Part 2: Implementation of tuned mass dampers. *Engineering Structures*, *32*(4), pp.1082-1091. 10.1016/j.engstruct.2009.12.033

6. Mu, B. and Kiani, K., 2022. Surface and shear effects on spatial buckling of initially twisted nanowires. *Engineering Analysis With Boundary Elements*, *143*, pp.207-218. doi.org/10.1016/j.enganabound.2022.06.011

7. Kiani, K., 2015. Stability and vibrations of doubly parallel current-carrying nanowires immersed in a longitudinal magnetic field. *Physics Letters A*, *379*(4), pp.348-360. doi.org/10.1016/j.physleta.2014.11.006

8. Kiani, K., 2014. Axial buckling analysis of vertically aligned ensembles of single-walled carbon nanotubes using nonlocal discrete and continuous models. *Acta Mechanica*, *225*(12), pp.3569-3589. doi.org/10.1007/s00707-014-1107-3

9. Kiani, K., 2015. Nonlocal and shear effects on column buckling of single-layered membranes from stocky single-walled carbon nanotubes. *Composites Part B: Engineering*, *79*, pp.535-552. doi.org/10.1016/j.compositesb.2015.04.030

10. Kiani, K., 2016. Nonlocal-integro-differential modeling of vibration of elastically supported nanorods. *Physica E: Low-dimensional Systems and Nanostructures*, *83*, pp.151-163. doi.org/10.1016/j.physe.2016.04.018

11. Borlenghi, P., Gentile, C. and Zonno, G., 2022. Monitoring reinforced concrete arch bridges with operational modal analysis. In *Proceedings Of The 1st Conference Of The European Association On Quality Control Of Bridges And Structures: EUROSTRUCT 2021 1* (pp. 361-371). Springer International Publishing. doi.org/10.1007/978-3-030-91877-4_42

12. Wang, T., Zhang, L. and Tamura, Y., 2005. An operational modal analysis method in frequency and spatial domain. *Earthquake Engineering And Engineering Vibration*, *4*, pp.295-300. doi.org/10.1007/s11803-005-0012-0

13. Ramos, L.F., Marques, L., Lourenço, P.B., De Roeck, G., Campos-Costa, A. and Roque, J., 2010. Monitoring

historical masonry structures with operational modal analysis: two case studies. *Mechanical Systems And Signal Processing*, *24*(5), pp.1291-1305. 10.1016/j.ymssp.2010.01.011

14. Felber, A.J., 1994. *Development Of A Hybrid Bridge Evaluation System* (Doctoral dissertation, University of British Columbia). doi.org/10.14288/1.0050403

15. Brincker, R., Zhang, L. and Andersen, P., 2001. Modal identification of output-only systems using frequency domain decomposition. *Smart Materials And Structures*, *10*(3), p.441. doi.org/10.1088/0964-1726/10/3/303

16. [16] Ibraham, S.R., "A method for the direct identification of vibration parameter from the free responses", *Shock And Vibration Bulletin*, *47*(4), (1977). doi.org/10.1017/S1014233900003278

17. Juang, J.N. and Pappa, R.S., 1985. An eigensystem realization algorithm for modal parameter identification and model reduction. *Journal Of Guidance, Control, And Dynamics*, *8*(5), pp.620-627. doi.org/10.2514/3.20031

18. Ceravolo, R. and Abbiati, G., 2013. Time domain identification of structures: Comparative analysis of output-only methods. *Journal Of Engineering Mechanics*, *139*(4), pp.537-544. doi.org/10.1061/(ASCE)EM.1943-7889.0000503

19. Reynders, E. and De Roeck, G., 2008. Reference-based combined deterministic–stochastic subspace identification for experimental and operational modal analysis. *Mechanical Systems And Signal Processing*, *22*(3), pp.617-637. doi.org/10.1016/j.ymssp.2007.09.004

20. Vanlanduit, S., Verboven, P., Guillaume, P. and Schoukens, J., 2003. An automatic frequency domain modal parameter estimation algorithm. *Journal Of Sound And Vibration*, *265*(3), pp.647-661. doi.org/10.1016/S0022-460X(02)01461-X

21. Scionti, M. and Lanslots, J.P., 2005. Stabilisation diagrams: Pole identification using fuzzy clustering techniques. *Advances In Engineering Software*, *36*(11-12), pp.768-779. doi.org/10.1016/j.advengsoft.2005.03.029

22. Magalhães, F., Cunha, A. and Caetano, E., 2009. Online automatic identification of the modal parameters of a long span arch bridge. *Mechanical Systems And Signal Processing*, *23*(2), pp.316-329. doi.org/10.1016/j.ymssp.2008.05.003

23. Reynders, E., Houbrechts, J. and De Roeck, G., 2012. Fully automated (operational) modal analysis. *Mechanical Systems And Signal Processing*, *29*, pp.228-250. doi.org/10.1016/j.ymssp.2012.01.007

24. Cabboi, A., Magalhães, F., Gentile, C. and Cunha, Á., 2017. Automated modal identification and tracking: Application to an iron arch bridge. *Structural Control And Health Monitoring*, *24*(1), p.e1854. **doi.org/10.1002/stc.1854**

25. Cardoso, R., Cury, A. and Barbosa, F., 2017. A robust methodology for modal parameters estimation applied to SHM. *Mechanical Systems And Signal Processing*, *95*, pp.24-41. doi.org/10.1016/j.ymssp.2017.03.021

26. Su, L., Zhang, J.Q., Huang, X. and LaFave, J.M., 2021. Automatic operational modal analysis of structures based on image recognition of stabilization diagrams with uncertainty quantification. *Multidimensional Systems And Signal Processing*, *32*, pp.335-357. doi.org/10.1007/s11045-020-

27. Van Overschee, P. and De Moor, B., 2012. *Subspace Identification For Linear Systems: Theory—Implementation—Applications*. Springer Science & Business Media. doi.org/10.1007/978-1-4613-0465-4

28. Hartigan, J.A. and Wong, M.A., 1979. Algorithm AS 136: A k-means clustering algorithm. *Journal Of The Royal Statistical Society. Series C (Applied Statistics)*, *28*(1), pp.100-108. doi.org/10.2307/2346830

29. DiFrancesco, P.M., Bonneau, D. and Hutchinson, D.J., 2020. The implications of M3C2 projection diameter on 3D semi-automated rockfall extraction from sequential terrestrial laser scanning point clouds. *Remote Sensing*, *12*(11), p.1885. doi.org/10.3390/rs12111885

30. Huang, T., Peng, H. and Zhang, K., 2017. Model selection for Gaussian mixture models. *Statistica Sinica*, pp.147-169. doi.org/10.5705/ss.2014.05

31. Chang, K.C. and Kim, C.W., 2016. Modal-parameter identification and vibration-based damage detection of a damaged steel truss bridge. *Engineering Structures*, *122*, pp.156-173. doi.org/10.1016/j.engstruct.2016.04.057

مهندسی عمران شریف، (پاییز ۱۴۰۳)
دوره ی ۴۰، شماره ی ۳، صص. ۱۱۷-۱۳۷، (پژوهشی)

Original Article

مدل‌سازی عددی فرآیندهای مورفولوژیکی ناحیه‌ی سواش در سواحل درشت‌دانه با مدل کد باز XBeach

سپهر ملکی تقی‌آباد (دانشجوی دکتری)
مهدی عجمی* (استادیار)
احمد احمدی (دانشیار)
دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شاهرود، شاهرود.

در سواحل ناحیه‌ی سواش، به‌دلیل اندرکنش جریان‌های ساحلی، آب زیرزمینی و رسوب‌ها بسیارمهم هستند. بر این اساس، مدل‌سازی عددی فرایندهای هیدرودینامیک- مورفودینامیک نیز اهمیت دارد. ارزیابی عملکرد مدل **XBeach** و دو ماژول **SB** و **NH** آن در شبیه‌سازی فرآیندهای سواش، مقایسه و حساسیت‌سنجی نتایج به‌عنوان خلأ مطالعاتی، در مطالعه‌ی حاضر مطرح بوده است. پژوهش حاضر با بازسازی عددی سه مطالعه‌ی آزمایشگاهی متفاوت به ارزیابی عملکرد مدل **XBeach** در شبیه‌سازی سواحل درشت‌دانه پرداخته و دریافته است که مدل **XBeach** عملکرد قابل‌قبولی در مدل‌سازی فرایندهای هیدرودینامیک و مورفودینامیک در ناحیه‌ی سواش سواحل داشته است. همچنین شبیه‌سازی با ماژول **NH** نسبت به ماژول **SB** عملکرد بهتری داشته است (با ۵٪ خطای کمتر). خطای فازی در هنگام نفوذ/ تراوش آب به آبخوان در **XBeach** منجر به گسترش خطای مدل‌سازی عددی در محاسبه‌ی تغییرات پروفیل بستر و تراز سطح آبخوان شده است.

واژگان کلیدی: مورفودینامیک ساحل، مدل‌سازی عددی، ناحیه‌ی سواش، مدل **XBeach**، سواحل درشت‌دانه.

sepehr.maleki@shahroodut.ac.ir
adjami@shahroodut.ac.ir
m.ahmadi@shahroodut.ac.ir

۱. مقدمه

سواحل هر کشور از جنبه‌های اقتصادی، اجتماعی، زیست‌محیطی، و نظامی اهمیت بالایی دارند و بخش قابل توجهی از تأسیسات زیربنایی اغلب کشورها در مناطق ساحلی واقع است. در بین نواحی مختلف ساحلی، خط ساحلی و نواحی نزدیک به ساحل جایگاه ویژه‌یی دارند. پدیده‌هایی همچون: فرسایش و انباشت رسوب‌ها در سواحل طبیعی و خورها، افزایش تراز آب دریا و زیر آب‌رفتن اراضی و تأسیسات ساحلی و آلودگی‌های زیست‌محیطی نوار ساحلی از مسائل چالش‌برانگیز در حوزه‌ی اخیر بوده است.

به محدوده‌یی از ساحل، که در آن امواج ورودی تحت تأثیر آثار بستر ساحلی قرار می‌گیرند، اصطلاحاً ناحیه‌ی نزدیک ساحلی[۱] گفته می‌شود. بخشی از ناحیه‌ی نزدیک ساحل، که در آن موج می‌شکند و معمولاً عمقی بین ۵ تا ۱۰ متر دارد، ناحیه‌ی زوال موج گفته می‌شود. امواج در ناحیه‌ی بیرونی زوال موج[۲]، دچار شکست و تغییرشکل سریع می‌شوند و با تغییرشکل آن‌ها به شکل موجک و چرخش سطحی به‌تدریج در طول ناحیه‌ی داخلی شکست از بین می‌روند. ناحیه‌ی بالاروی امواج یا سواش[۳]، بخش انتهایی منطقه‌ی اخیر است، که به واسطه‌ی عملکرد یورش آب [۴]و بازگشت آن[۵]، متناوباً در معرض بالاروی و پایین‌روی امواج قرار می‌گیرد و مرطوب- خشک می‌شود.

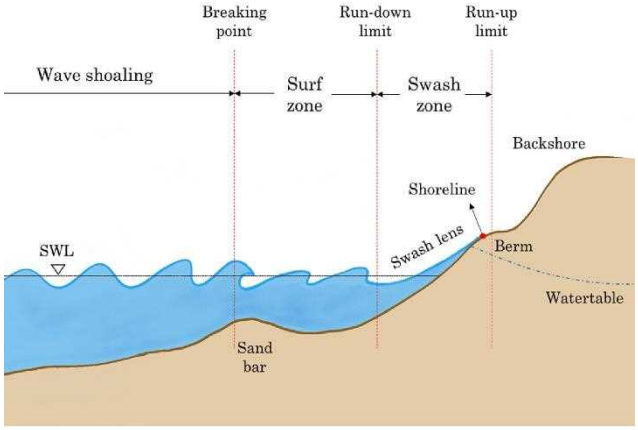
به تعبیر دیگر، ناحیه‌ی سواش بخشی از ساحل بین کمینه‌ی پایین‌روی و بیشینه‌ی بالاروی موج است، که انرژی باقیمانده‌ی امواج در حال حرکت به سمت ساحل در آن منعکس یا مستهلک می‌شود. برخی از پژوهشگران، ناحیه‌ی سواش را به‌عنوان محدوده‌ی انتهایی ناحیه‌ی داخلی زوال موج تعریف می‌کنند، که در مجموعه‌یی از جریان‌ها با مقیاس‌های متفاوت شامل امواج کوتاه و بلند، جریان‌های افقی‌گردابه‌ها، و آشفتگی ظاهر می‌شوند.[۱ و ۲]

* نویسنده مسئول

تاریخ دریافت: ۱۴۰۲/۰۷/۲۷، تاریخ اصلاحیه: ۱۴۰۲/۹/۲۲، تاریخ پذیرش: ۱۴۰۲/۱۰/۱۶.

استناد به این مقاله:
ملکی تقی‌آباد ، سپهر، عجمی، مهدی، و احمدی، احمد، ۱۴۰۳. مدل‌سازی عددی فرآیندهای مورفولوژیکی ناحیه‌ی سواش در سواحل درشت‌دانه با مدل کد باز XBeach، مهندسی عمران شریف، ۴۰(۳)، صص .۱۱۷-۱۳۷. DOI: 10.24200/j30.2024.63280.3266

[۱] Near-shore zone
[۲] Outer surf zone
[۳] Swash or Run-up zone.
[۴] Uprush or Run-up
[۵] Backwash or Rundown



شکل ۱. موقعیت نسبی نواحی زوال موج و ناحیه‌ی سواش در سواحل.[۱]

لذا، هیدرودینامیک ناحیه‌ی سواش با خصوصیات موج ورودی در مرز ناحیه‌ی شکست تعیین می‌شود. در شکل ۱، موقعیت‌های نسبی نواحی زوال موج و ناحیه‌ی سواش مشاهده می‌شود.

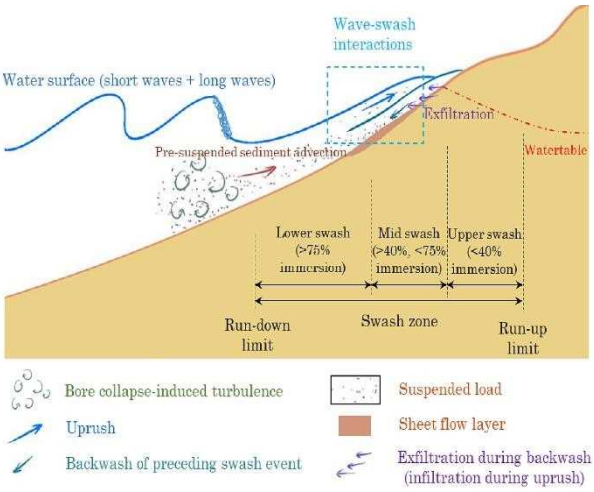
در منطقه‌ی سواش، بستر رسوب متناوباً در معرض بالاروی/ پایین‌روی امواج در مقیاس‌های زمانی گروه موج قرار می‌گیرد. این ناحیه‌ی باریک، که تغییرات دینامیکی برجسته‌یی دارد، در معرض جریان‌های ناپایدار، تلاطم زیاد، رشد و تغییرات سریع لایه‌ی مرزی، نرخ انتقال رسوب زیاد، و تغییرات سریع مورفولوژی بستر قرار دارد.[۱ - ۴] بر این اساس، ناحیه‌ی سواش نقش مهمی در تبادل رسوب بین دریا و خشکی دارد، که به‌طور قابل توجهی در تغییرات موروفولوژی ساحل تأثیر می‌گذارد.[۵ و ۶] علاوه‌بر فرآیندهای هیدرودینامیکی در ناحیه‌ی سواش، حمل و انتقال شن و ماسه در ساحل، که در منطقه‌ی سواش رخ می‌دهد، می‌تواند بخش بزر گی از کل رانش ساحلی (تغییرات خط ساحلی) را به خود اختصاص دهد،[۸] لذا، پیش‌بینی انتقال و جابجایی شن و ماسه در ناحیه‌ی سواش برای ارزیابی و تخمین تغییرات مورفودینامیک ساحلی ضروری است. درک فرایندهای هیدرودینامیکی و مورفودینامیکی در منطقه‌ی سواش، اهمیت اساسی دارد؛ زیرا ناحیه‌ی سواش میزبان فرآیندهایی است که مورفولوژی ساحل را در طیف گسترده‌یی از شرایط شکل می‌دهد.[۹]

تغییر در تراز آب دریا به‌علت نوسان‌های ناشی از جزر و مد، امواج دریا، تغییر در تراز آب زیرزمینی به دلیل برداشت بی‌رویه از سفره‌ی ساحلی یا نزول‌های جوی می‌تواند منجر به تغییر مورفولوژی ساحلی از جمله محدوده‌ی سواش شود. در جدول ۱، اصلی‌ترین دلایل اهمیت انجام مطالعات بر فرایندهای مورفولوژیکی در ناحیه‌ی سواش طبقه‌بندی شده است.

مرور مطالعات انجام‌شده بر روی سواحل نشان می‌دهد که مشخصات هیدرولیکی موج عمود بر ساحل، شامل: ارتفاع و دوره‌ی تناوب موج، و شیب وجه ساحلی در مشخصات امواج ورودی به ناحیه‌ی سواش اثر می‌گذارد.[۷ - ۹] قطر متوسط رسوب‌های ساحل در مقدار نفوذپذیری ساحل و وزن ذرات مؤثر است و از طرفی، اختلاف تراز آب زیرزمینی با آب دریا و هدایت هیدرولیکی بستر ساحلی، در میزان حجم آب عبوری از ساحل، فشار آب منفذی (وزن مؤثر رسوب)، و تنش برشی لایه‌ی مرزی (نیرو دراگ) اثر می‌گذارند؛ بنابراین، پارامترهای ارتفاع و دوره‌ی تناوب موج، شیب ساحل، قطر متوسط رسوب‌ها، تراز آب زیرزمینی، و تراز آب دریا از جمله پارامترهای مهم و مؤثر در هیدرودینامیک و مورفولوژی ناحیه‌ی سواش هستند.[۲ - ۷] در شکل ۲،

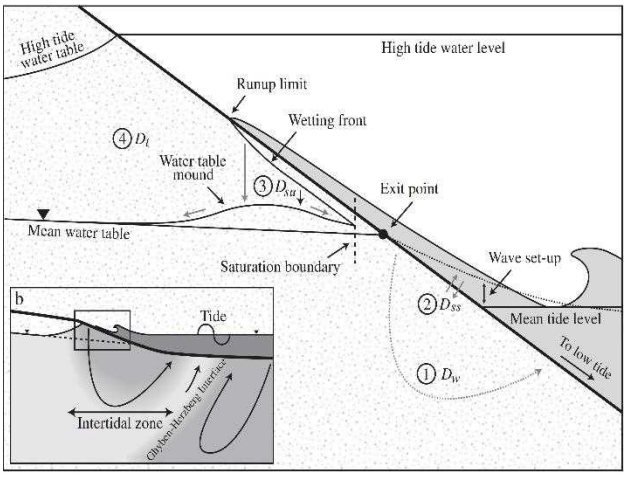
جدول ۱. ضرورت انجام مطالعات در ناحیه‌ی سواش سواحل.

۱	برای بسیاری از کاربردها و طراحی‌های مهندسی سواحل، مطالعه‌ی امواج در حال شکست، بالاروی و پایین‌روی موج اهمیت قابل توجهی دارد.
۲	ناحیه‌ی سواش تقریباً در تمام فرآیندهای ساحل از جمله جریان‌های ساحلی و انتقال رسوب، نقش مهمی را ایفا می‌کند. اندرکنش سیال و ذره‌های رسوب در ناحیه‌ی سواش، وضعیت فرسایش یا رسوب‌گذاری ساحل و شرایط مرزی سمت ساحل را تعیین می‌کند.
۳	فرآیندهای ناحیه‌ی سواش عامل تولید حباب‌های هوا و قطره‌های آب دریا هستند و نقش مهمی در انتقال آلودگی دارند.
۴	آشفتگی مربوط به موجک‌ها و اندرکنش‌های سواش- سواش، نرخ اختلاط را افزایش می‌دهد و اثر مهمی در انتقال رسوب دارد.
۵	فرآیندهای انتقال رسوب و جریان هر دو به طرز قابل‌توجهی تحت تأثیر آب زیرزمینی قرار می‌گیرند.
۶	معمولاً غلظت رسوب ناحیه‌ی سواش بیشتر از ناحیه‌ی شکست موج است.
۷	ناحیه‌ی سواش، یک ناحیه‌ی کلیدی برای اکوسیستم ساحلی است.
۸	فرآیندهای ناحیه‌ی بالاروی تأثیر مستقیم در جنبه‌های مختلف زندگی روزمره‌ی ساکنان و گردشگران مناطق ساحلی دارد.



شکل ۲. شماتیک ناحیه‌ی سواش.[۱۰]

شماتیکی از ناحیه‌ی سواش به همراه ناحیه‌ی بالاروی و پایین‌روی موج مشاهده می‌شود؛ که مطابق آن، در ناحیه‌ی سواش پدیده‌های متعددی شامل: نفوذ/ خروج آب، پرش هیدرولیکی، آشفتگی توده/ جبهه‌ی موجک‌ها، آشفتگی ناشی از لایه‌ی مرزی بستر، اندرکنش فاز بالاروی و بازگشت، انتقال رسوب عرضی و طولی، غلظت بالای رسوب‌ها در لایه‌ی سواش، و جریان ورقه‌یی اتفاق می‌افتند؛ که باعث پیچیدگی هیدرودینامیکی ناحیه‌ی سواش می‌شوند. فشار القایی ناشی از تناوب و شکست موج و فشار آب منفذی سفره‌ی ساحلی، در ضخامت لایه‌ی مرزی و توزیع آشفتگی سواش اثر می‌گذارد و باعث تغییرات قابل ملاحظه‌ی تنش برشی در طول ناحیه‌ی سواش می‌شود. سرعت بالای جریان در نزدیکی بستر و عمق کم ناحیه‌ی سواش منجر به انتقال رسوب با غلظت بالا به صورت جریان ورقه‌یی می‌شود.



شکل ۳. اندرکنش ناحیه‌ی آب زیرزمینی ساحلی و جریان سواش.[۱۱]

در شکل ۳، جریان بالاروی امواج در ساحل نشان می‌دهد که آب در حین حرکت به سمت بالای سواش به داخل ساحل غیر اشباع نفوذ می‌کند و این جرم مبادله‌شده در سیکل‌های بعدی در پایین سواش خارج می‌شود و در دینامیک رسوب، وزن مؤثر، و تنش برشی جریان اثر می‌گذارد.

(الف) چهار فرآیند مرتبط با موج و جزر و مد، که در تبادل آب بین آبخوان ساحلی و آب‌های ساحلی تأثیر دارند عبارت‌اند از: (۱) ورود و گردش جریان در میدان اشباع زیرسطحی ساحل (D_w)؛ (۲) تبادل آب بین جریان بالاروی و آبخوان در زیرلایه‌ی اشباع ساحلی (D_{ss})؛ (۳) نفوذ جریان ناشی از بالاروی در منطقه‌ی غیراشباع زیرساحلی (D_{su})؛ و (۴) شارش جریان ناشی از جزر و مد (D_t). فرآیندهای ۳ و ۴، کاملاً وابسته به یکدیگر هستند. پیکان‌های خاکستری، مسیرهای جریان و مسیرهای تبادل آب را نشان می‌دهند. **(ب)** مسیرهای جریان آب زیرزمینی و توزیع شوری (طیف سفید: آب شیرین و طیف خاکستری: شور) در یک آبخوان ساحلی برهمکنش بین امواج در ناحیه‌ی سواش، که به آن برهمکنش سواش- سواش گفته می‌شود،[۱۲ و ۱۳] نقش مهمی در تعیین تکامل بستر در نواحی سواش و زوال موج دارد.[۱۰-۱۳]

فرآیندهای مذکور عمدتاً در برخی مطالعات آزمایشگاهی،[۱۳-۱۶] ارزیابی شده‌اند. با این حال، مطالعات عددی نسبتاً محدودی پیرامون هیدرودینامیک و مورفودینامیک ناحیه‌ی سواش در حضور برهمکنش سواش- سواش انجام شده است. علت وجود این امر را می‌توان در نبود مدل‌های عددی کارآمد در شبیه‌سازی فرایندهای هیدرودینامیکی و تغییرات مورفولوژیک سواحل بررسی کرد.

مدل‌های عددی مبتنی بر فیزیک[۱]، ابزاری مفید برای پیش‌بینی فرآیندهای هیدرودینامیکی-مورفودینامیکی در نواحی ساحلی هستند. عمدتاً مدل‌هایی که فرآیندهای هیدرودینامیکی را در مقیاس زمانی امواج منفرد شبیه‌سازی می‌کنند (مدل‌های حل فازی[۲])[۱۷ و ۱۸]؛ عملکرد مناسبی در مدل‌سازی آب‌های کم‌عمق دارند، اما از نظر محاسباتی گران هستند و در حال حاضر، محدود به شبیه‌سازی فقط هیدرودینامیک بدون شبیه‌سازی دقیق مورفودینامیک ساحل هستند.[۱۹] در مقابل، مدل‌هایی که با میانگین‌گیری در طول دوره‌های موجی متعدد شبیه‌سازی می‌کنند (مدل‌های میانگین فازی[۳])[۲۰ و ۲۱]؛ از نظر محاسباتی به‌طور قابل‌توجهی نسبت به مدل‌های حل فازی ارزان‌تر هستند.[۱۹] با ارزیابی عملکرد دو دسته‌ی اخیر مدل‌های عددی مشخص می‌شود که مدل‌های میانگین فازی در شبیه‌سازی فرآیندهای هیدرودینامیکی-مورفودینامیکی سواحل، همچون: انواع شکست امواج، خصوصیات هیدرودینامیکی موج، مکانیک انتقال رسوب‌ها، تغییرات مورفولوژی بستر، کارآمدتر از مدل‌های حل فازی هستند، اگرچه دقت مدل‌های حل فازی به مراتب بیشتر از مدل‌های میانگین فازی بوده است.[۱۷-۲۱]

مدل عددی XBeach ، یک مدل پرکاربرد است، که بین مدل‌های میانگین‌گیری فاز و مدل‌های تفکیک فاز قرار دارد و تغییرات دامنه‌ی متغیرها را در مقیاس زمانی گروه موج حل می‌کند.[۲۲] مدل XBeach، دو ماژول مدل‌سازی مستقل: Surf-Beat (SB) و Non-Hydrostatic (NH) دارد. در ماژول SB، حرکات موج فروگرانشی[۴] با استفاده از معادله‌های غیرخطی آب کم عمق کاملاً حل می‌شوند، اما حرکت‌های موج باند فرودی[۵] با استفاده از یک موازنه‌ی عمل موج کوتاه، که تغییرات در مقیاس زمانی گروه موج را توصیف می‌کند، پارامتربندی می‌شوند.[۲۳] پارامتربندی اخیر در سواحل استهلاکی[۶] معتبر در نظر گرفته می‌شود، جایی که حرکت‌های باند فروگرانشی بر سواش غالب است و سواش باند تصادفی به‌دلیل شکستن موج اشباع می‌شود.[۲۴] در مطالعات استوک‌دان[۷] و همکاران (۲۰۱۴)، که با بهره‌گیری از مدل XBeach و ماژول SB بر سواحل انعکاسی میانی[۸] انجام شده است، مشخص شد که مقادیر پارامترهای هیدرودینامیکی امواج، همچون بالاروی موج، به‌طور قابل‌توجهی کمتر از شرایط واقعی محاسبه شده‌اند.[۲۶] همچنین در مطالعات مشابه پالمستن و اسپلینتر[۹] (۲۰۱۶) مشخص شد که میزان فرسایش تپه‌های شنی در سواحل براساس مدل XB-SB نسبت به آزمون آزمایشگاهی بسیار ناچیز پیش‌بینی شده است.[۲۷] علاوه‌بر این، مطالعات کُهن و روجیرو[۱۰] (۲۰۱۶)، نشان داد که در سواحل استهلاکی[۱۱]، میزان تغییرات موروفولوژی بستر ساحل براساس مدل XB-SB به درستی پیش‌بینی نشده است.[۲۸]

با توجه به نتایج حاصل و رویکرد مدل‌سازی، میانگین‌گیری موج در ماژول SB منجر به تخمین و پیش‌بینی کمتری نسبت به واقعیت پارامترهای هیدرودینامیکی و مورفودینامیکی ساحل می‌شود؛ علاوه‌بر این در ماژول SB ممکن است فرآیندهای فیزیکی، که در مقیاس زمانی امواج فروگرانشی اتفاق می‌افتند، نیز نادیده گرفته شوند.[۱۹]

در مطالعات نیکلا لرما[۱۲] و همکاران (۲۰۱۷)، مشخص شد که پارامترهای

---

۱ Physics-based
۲ phase-resolving models
۳ phase-averaged models
۴ infragravity wave
۵ incident-band wave
۶ dissipative beaches
۷ Stockdon
۸ intermediate–reflective beach
۹ Palmsten & Splinter
۱۰ Cohn and Ruggiero
۱۱ high-energy dissipative
۱۲ Lerma, N.

هیدرودینامیکی همچون میزان بالاروی موج در یک ساحل استهلاکی[۱] به‌خوبی توسط یک مدل غیرهیدرواستاتیک با حل موج باند تصادفی قابل شبیه‌سازی است.[۲۹] رویکرد اخیر، در مدل عددی سواش در مطالعات زیجلما[۲] و همکاران (۲۰۱۱)، استفاده شده است.[۱۹] نتایج به‌دست‌آمده نشان داد که بهبود در شبیه‌سازی و محاسبات هیدرودینامیکی- مورفودینامیکی در مدل XBeach با حل صریح[۳] حرکات سواش، باند تصادفی امواج حاصل می‌شود، که منجر به پیش‌بینی پارامترهای هیدرودینامیک بلاخص در ناحیه‌ی سواش از طریق توصیف بهتر طیف موج و شبیه‌سازی صریح برهمکنش‌های سواش- سواش می‌شود. بر این اساس، ماژول NH در مدل XBeach جهت مدل‌سازی دقیق هیدرودینامیک و موروفودینامیک سواح، که حرکت موج باند فرودی را در اعماق آب میانی و کم عمق حل می‌کند (روشی مشابه مدل سواش)، توسعه یافته است.

تا به امروز مطالعات نسبتاً جامعی با استفاده از مدل XBeach (ماژول NH) برای شبیه‌سازی فرایندهای هیدرودینامیک و موروفودینامیک در ناحیه‌ی سواش انجام شده است: مدل‌سازی موج (بالاروی موج) در سواحل شنی انعکاسی[۴] توسط مک‌کال[۵] و همکاران (۲۰۱۴)،[۳۰] و پوآت[۶] و همکاران (۲۰۱۶)،[۳۱] مدل‌سازی اندرکنش امواج با سازه‌های ساحلی و ارزیابی هیدرودینامیک ناحیه‌ی سواش توسط رولوینک[۷] و همکاران (۲۰۱۸)،[۳۲] مدل‌سازی سواحل صخره‌یی مرجانی[۸] توسط پیرسون[۹] و همکاران (۲۰۱۷)، [۳۳] لشلی[۱۰] و همکاران (۲۰۱۸)،[۳۴] و کلاور[۱۱] و همکاران (۲۰۱۹)،[۳۵] مطالعه و ارزیابی شده‌اند. روفینی[۱۲] و همکاران (۲۰۲۰)،[۳۶] مطالعاتی پیرامون مدل‌سازی جریان‌های ساحلی و تغییرات مورفولوژی بستر براساس گروه امواج در سواحل میانی[۱۳] با بهره‌گیری از ماژول NH مدل XBeach انجام دادند و دریافتند که عملکرد ماژول NH در مدل‌سازی فرایندهای هیدرودینامیکی و مورفودینامیکی در سواحل قابل‌قبول بوده است. بیر[۱۴] و همکاران (۲۰۲۱)، در پژوهشی به ارزیابی و مدل‌سازی بالاروی موج با بهره‌گیری از دو ماژول SB و NH در مدل XBeach پرداخته و عملکرد مدل XBeach را براساس دو رویکرد حل فازی موج[۱۵] و میانگین‌گیری موج[۱۶] در فرایند مدل‌سازی هیدرودینامیکی امواج در ناحیه‌ی سواش ارزیابی و بررسی کرده‌اند.[۳۷] رفعتی و همکاران (۲۰۲۱)، با استفاده از مدل XBeach به ارزیابی فرایندهای هیدرودینامیک و مورفودینامیک ناحیه‌ی سواش در سواحل و در مواجهه با رخداد تپه‌های ماسه‌یی[۱۷] پرداخته‌اند.[۲۰] آیونس[۱۸] و همکاران (۲۰۲۱)، به ارزیابی رفتار سواحل شنی تحت شرایط حالت حدی با استفاده از مدل XBeach پرداختند و دریافتند که مدل XBeach با دقت قابل‌قبولی تغییرات موفولوژیک ساحل شنی و عارضه‌های ساحلی را شبیه‌سازی می‌کند.[۳۸]

چن[۱۹] و همکاران (۲۰۲۳)، در مطالعاتی جامع به ارزیابی مدل‌های عددی در مدل‌سازی فرایندهای مورفودینامیکی و شبیه‌سازی پدیده‌ی انتقال رسوب در ناحیه‌ی سواش پرداختند و مدل XBeach را به عنوان یکی از مدل‌های کارآمد در مدل‌سازی فرایندهای هیدرودینامیکی ارزیابی و عملکرد مدل مذکور را نسبت به مدل‌های عددی: SBeach (لارسن و کروس[۲۰] (۱۹۸۹))،[۴۰] Delft۳D (لیسر[۲۱] و همکاران (۲۰۰۴))؛[۴۱] TC UNIBEST (رویسینک[۲۲] و همکاران (۲۰۰۷))،؛[۴۲] و CShore (کوبایاشی[۲۳] (۲۰۰۹))؛[۴۳] بررسی کردند. نتایج ارائه‌شده براساس پژوهش ایشان، بیانگر قابلیت بالای مدل XBeach در بهره‌گیری از مدل‌های تجربی- تحلیلی شبیه‌سازی فرایندهای مورفودینامیکی در منطقه‌ی سواش بوده است.[۳۹]

با توجه به ارزیابی صورت‌گرفته بر عملکرد مدل XBeach براساس مطالعات پیشین مشخص می‌شود که مدل XBeach، توانایی بالایی در مدل‌سازی فرایندهای هیدرودینامیک- مورفودینامیک در ناحیه‌ی سواش در سواحل دارد. علاوه‌بر این مشخص شده است که ارزیابی عملکرد مدل XBeach براساس دو ماژول SB و NH، مقایسه‌ی نتایج حاصل از شبیه‌سازی فرآیندهای مورفولوژیک و همچنین حساسیت‌سنجی نتایج براساس شرایط مختلف حاکم بر سواحل درشت‌دانه به عنوان خلأ مطالعاتی در این حیطه مطرح بوده است. بر این اساس، پژوهش حاضر با مدل‌سازی سه مدل آزمایشگاهی مختلف، که شرایط متفاوت حاکم بر مورفودینامیک ساحل را داشته‌اند، به ارزیابی عملکرد مدل XBeach براساس دو ماژول NH وSB در شبیه‌سازی فرایندهای مورفولوژیکی سواحل درشت‌دانه معطوف بوده است. در نوشتار حاضر، در بخش‌های ۱.۲ و ۲.۲، توضیحاتی جامع پیرامون مدل XBeach و فرایند مدل‌سازی سواحل با تمرکز بر فرایند شبیه‌سازی هیدرودینامیک و مورفودینامیک ساحل ارائه شده است. در بخش ۳.۲، مدل‌های آزمایشگاهی به همراه کلیه‌ی جزئیات و شرایط مدل‌سازی ارائه شده‌اند. همچنین در بخش ۳، نتایج حاصل از مدل‌سازی عددی، که شامل کالیبراسیون مدل و عملکرد مدل XBeach در شبیه‌سازی مدل‌های آزمایشگاهی بوده است، ارائه و بررسی شده است، در بخش ۴، نیز جمع‌بندی و نتایج اصلی به‌دست‌آمده در پژوهش حاضر ارائه شده‌اند.

---

۱ dissipative beach
۲ Zijlema
۳ explicit
۴ reflective gravel beaches
۵ McCall
۶ Poate
۷ Roelvink
۸ coral reef-lined coasts
۹ Pearson
۱۰ Lashley
۱۱ Klaver
۱۲ Ruffini
۱۳ Intermediate Beach
۱۴ Beer
۱۵ wave-resolving
۱۶ wave-averaged
۱۷ sandbar
۱۸ Ions
۱۹ Chen
۲۰ Larson and Kraus
۲۱ Lesser
۲۲ Ruessink
۲۳ Kobayashi

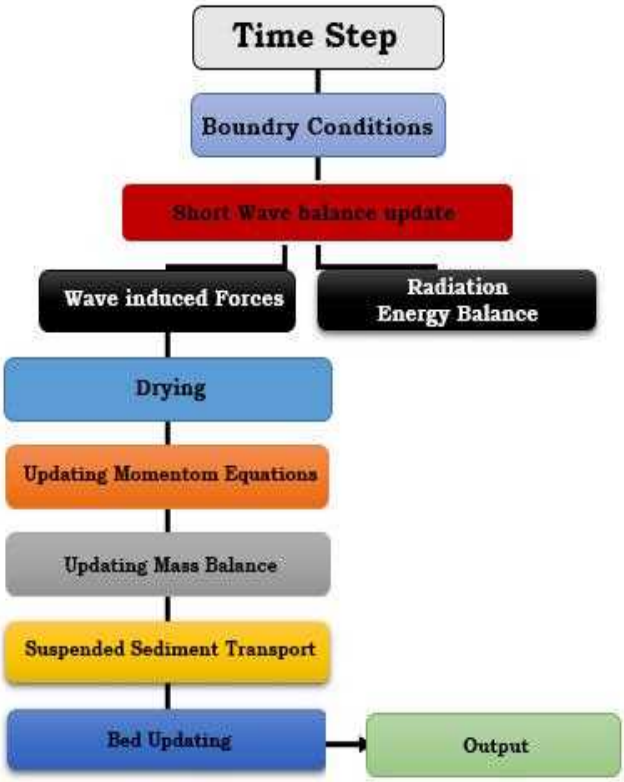
۲. مواد و روش انجام پژوهش

۱.۲. مدل XBeach

XBeach، یک مدل عددی دوبُعدی هیدرودینامیکی و مورفولوژیکی است، که روابط مربوط به جریان، امواج سطحی، انتقال رسوب، و تراز بستر را حل می‌کند. XBeach، یک مدل عددی منبع- باز است، که در ابتدا فقط برای شبیه‌سازی فرآیندهای هیدرودینامیکی- مورفودینامیکی و آثار آن در سواحل ماسه‌یی با دامنه‌یی در حد چند کیلومتر و در مقیاس زمانی طوفان‌ها طراحی شده بود. از آن زمان، مدل XBeach برای سایر انواع سواحل و اهداف دیگر نیز استفاده شده است.

مدل XBeach، قادر به شبیه‌سازی هیدرودینامیک ناحیه‌ی نزدیک ساحل و همچنین اندرکنش جریان‌های مختلف با بستر و رسوب‌هاست. توالی بخش‌های مختلف مدل XBeach در شکل ۴ مشاهده می‌شود، که تا پایان زمان شبیه‌سازی تکرار می‌شود.

مدل XBeach با دریافت خصوصیات مرزها و مقادیر ورودی مدل، شامل: شرایط مرزی موج، شرایط مرزی جریان، جزر و مد و امواج دورا[۱]، ورودی باد، ورودی رسوب، داده‌های عمق‌سنجی، ورودی دبی فرایند مدل‌سازی را برپاسازی می‌کند. بعد از دریافت ورودی‌ها و شرایط مرزی، XBeach تعادل



شکل ۴. چرخه‌ی کلی فرآیند مدل‌سازی XBeach.

اثر موج[۲] را در اولین گام زمانی حل می‌کند و با تعادل اثر موج، انتشار امواج کوتاه را حل می‌کند. روابطی که حرکت‌ها و جریان‌های امواج بلند را حل می‌کنند، معادلات اندازه‌ی حرکت غیرخطی آب کم‌عمق[3] (NLSWE) هستند. تعادل اثر موج کوتاه، ورودی‌های موردنیاز برای NLSWE را در قالب نیروهای ناشی از موج به دو صورت ارائه می‌دهد: ۱) با استفاده از تنش‌های تشعشعی حاصل از تعادل اثر موج؛ ۲) با استفاده از تنش‌های تشعشعی حاصل از تعادل انرژی غلتشی.

بنابراین روابط NLSWE حل می‌شوند و درنتیجه‌ی آن، سرعت‌های جریان (u^L , v^L) و تغییرات تراز آب (h) برای رابطه‌ی انتقال رسوب، که یک رابطه‌ی انتقال- انتشار[۴] است، فراهم می‌شوند. سرعت‌های لاگرانژی جریان (u^L , v^L) و تغییرات تراز آب (h)، پارامترهای ورودی روابط انتقال رسوب معلق هستند. انتقال رسوبی که به کمک روابط مذکور به‌دست آمده است (q_x , q_y)، برای تعیین اثر شیب بستر اصلاح می‌شود. با استفاده از حجم ورودی و خروجی رسوب در هر سلول، بستر ساحل به کمک یک رابطه‌ی تعادل جرمی به‌روزرسانی می‌شود. درنهایت مدل چک می‌کند که آیا بستر به شیب تر و خشک بحرانی رسیده است یا خیر. در صورت تجاوز از مقادیر اخیر، اصلاحی را روی شیب بستر انجام می‌دهد تا به شرایط موردنیاز برسد. در مدل XBeach، انتشار و زوال امواج کوتاه به وسیله‌ی تعادل اثر موج کوتاه حل می‌شود. این تابع براساس تعادل انرژی، که در مکان (x , y) و زمان (t) تغییر می‌کند، و تابعی از بسامد (ω) و زاویه‌ی انتشار موج ورودی (θ) است (رابطه‌ی ۱).

$$\frac{\partial A}{\partial t}+\frac{\partial c_{gx}A}{\partial x}+\frac{\partial c_{gy}A}{\partial y}+\frac{\partial c_{\theta}A}{\partial \theta}=-\frac{D_w+D_f+D_v}{\sigma} \qquad (۱)$$

که در آن، اثر موج A به‌صورت رابطه‌ی ۲ محاسبه می‌شود:

$$A(x.y.t.\theta)=\frac{S_w(x.y.t.\theta)}{\sigma(x.y.t)} \qquad (۲)$$

که در آن، پارامتر θ نمایانگر برخورد نسبت به محور x، S_w چگالی انرژی موج در هرسلول [۵]، و σ بسامد ذاتی موج[۶] هستند. بسامد ذاتی موج (σ) و سرعت گروه (c_g) از رابطه‌ی استهلاک خطی[۷] به‌دست می‌آیند. پارامترهای D_w، D_f و D_v مؤلفه‌های استهلاک برای به‌ترتیب: موج، اصطکاک بستر، و پوشش گیاهی هستند. بسامد ذاتی و سرعت انتشار موج در جهت‌های x ، y، و θ براساس رابطه‌ی ۳ محاسبه می‌شوند.

$$\begin{aligned} c_{gx}(x,y,t,\theta)&=c_g\cos(\theta)\\ c_{gy}(x,y,t,\theta)&=c_g\sin(\theta)\\ c_{\theta}(x,y,t,\theta)&=\frac{\sigma}{\sinh ۲kh}\left(\frac{\partial h}{\partial x}\sin\theta-\frac{\partial h}{\partial y}\cos\theta\right)\end{aligned} \qquad (۳)$$

۱ surge
۲ Wave action balance
۳ Non-Linear Shallow Water Momentum
۴ Advection-diffusion
۵ bin
۶ Intrinsic wave frequency
۷ Linear dispersion relation

۱.۱.۲. رابطه‌ی تعادل انرژی غلتشی

وقتی موج می‌شکند، انرژی موج به‌تدریج در غلتابه‌های سطحی ذخیره می‌شود. در جایی که موج شروع به شکستن می‌کند، به دلیل خیزآب و جریان‌های موازی ساحل، قوی‌ترین گرادیان‌های تنش تشعشعی انتظار می‌رود. در عمل، یک وقفه به دلیل ذخیره‌ی تدریجی انرژی شکست موج در غلتابه‌های سطحی وجود دارد. پراکندگی ناشی از شکست موج (D_w)، یک گزاره‌ی استهلاکی در تعادل اثر موج کوتاه، و یک گزاره‌ی منبع در تعادل انرژی غلتشی است. تعادل انرژی غلتشی به‌صورت رابطه‌ی ۴ بیان می‌شود:

$$\frac{\partial E_r}{\partial t}+\frac{\partial E_r\cos\theta}{\partial x}+\frac{\partial E_r\sin\theta}{\partial y}=D_w-D_r \qquad (۴)$$

که در آن، D_r، D_w، Q_b، و H_b مطابق روابط ۵ الی ۸ محاسبه می‌شوند:

$$D_r=\frac{2g\beta_r E_r}{C} \qquad (۵)$$

$$D_w=\frac{۱}{۴}\alpha Q_b\rho g f_{rep}(H_b^۲+H_{rms}^۲) \qquad (۶)$$

$$Q_b=\exp\left[-(\frac{H_b^۲}{H_{rms}^۲})\right] \qquad (۷)$$

$$H_b=\frac{۰/۸۸}{k}\tanh\left[\frac{\gamma kh}{۰/۸۸}\right] \qquad (۸)$$

که در آن‌ها، پارامتر D_w اتلاف حرکت موج تشکیل‌یافته به دلیل شکست و D_r اتلاف ناشی از غلتش، E_r انرژی جنبشی غلتش در هر قفسه‌ی جهتی، و c سرعت فاز موج هستند.

۲.۱.۲. تنش‌های تشعشعی

تنش‌های تشعشعی ارتباط بین تعادل اثر موج کوتاه و روابط آب کم‌عمق را تشکیل می‌دهند. در مدل XBeach، تنش‌های تشعشعی ابتدا از تعادل اثر موج و توسط تبدیل اثر موج (A) به چگالی انرژی در هر سلول با ضرب آن در بسامد ذاتی مطابق رابطه‌ی ۹ به‌دست می‌آید.

$$S_w(x.y.t.\theta)=A(x.y.t.\theta)*\sigma(x.y.t) \qquad (۹)$$

که در آن، پارامتر σ براساس رابطه‌ی ۱۰ محاسبه می‌شود:

$$\sigma=\sqrt{gh\tanh(kh)} \qquad (۱۰)$$

تنش‌های تشعشعی که مستقیماً از انرژی تعادل اثر موج به دست می‌آیند، به صورت رابطه‌ی۱۱ تعریف می‌شوند:

$$S_{xy,w}(x,y,t)=\int\sin\theta\cos\theta\frac{C_g}{C}S_w d\theta$$
$$S_{xx,w}(x,y,t)=\int(\frac{C_g}{C}(۱+\cos\theta^۲)-\frac{۱}{۲})S_w d\theta \qquad (۱۱)$$

انرژی غلتشی نیز یکی دیگر از عوامل تشکیل تنش‌های تشعشعی است. انرژی غلتشی (E_r)، ابتدا توسط مشتق جزئی (مطابق رابطه‌ی ۱۲) به انرژی موج در هر سلول تبدیل می‌شود:

$$S_r(x.y.t.\theta)=\frac{\partial E_2(x.y.t)}{\partial\theta} \qquad (۱۲)$$

دوباره انرژی موج در سلول‌های جهتی به تنش‌های تشعشعی در جهت‌های yy، yx، xy، و xx مطابق روابط ۱۳ تقسیم می‌شود:

$$S_{xx.r}(x.y.t)=\int(\cos^۲\theta)S_r d\theta$$
$$S_{xy.r}(x.y.t)=S_{yx.r}(x.y.t)=\int\sin\theta\cos\theta S_r d\theta \qquad (۱۳)$$
$$S_{yy.r}(x.y.t)=\int(\sin^۲\theta)S_r d\theta$$

۳.۱.۲. نیروهای ناشی از موج[۱]

تنش‌های تشعشعی باعث شکل‌گیری نیروهای ناشی از موج می‌شوند. نیروهای ناشی از موج (F_x , F_y) عبارت‌های محرکه روابط غیرخطی آب کم-عمق (NLSWE) هستند (روابط ۱۴ و ۱۵):

$$F_x=-(\frac{\partial S_{xx}}{\partial x}+\frac{\partial S_{xy}}{\partial y}) \qquad (۱۴)$$

$$F_y=-(\frac{\partial S_{yy}}{\partial x}+\frac{\partial S_{yx}}{\partial y}) \qquad (۱۵)$$

۴.۱.۲. روابط آب کم‌عمق

امواج با بسامد پایین، جریان‌های میانی[۲] و سرعت‌های مداری، در روابط آب کم‌عمق نمایان می‌شوند. برای درنظرگرفتن شار جرمی ناشی از امواج و جریان بازگشتی، معادله‌ی تعمیم‌یافته‌ی لاگرانژ میانگین (GLM[3]) در عمق متوسط استفاده شده است (روابط ۱۶)؛ که در آن، معادلات اندازه‌ی حرکت و پیوستگی بر حسب سرعت لاگرانژ (u^L) نوشته می‌شود (روابط ۱۷). سرعت لاگرانژ به‌صورت فاصله‌ی طی‌شده توسط ذره‌ی آب در یک دوره‌ی تناوب موج، تقسیم بر دوره‌ی تناوب موج تعریف می‌شود.

$$\frac{\partial u^L}{\partial t}+u^L\frac{\partial u^L}{\partial x}+v^L\frac{\partial u^L}{\partial y}-fv^L-v_h(\frac{\partial^۲u^L}{\partial x^۲}+\frac{\partial^۲u^L}{\partial y^۲})$$
$$\frac{\tau_{sx}}{\rho h}-\frac{\tau_{bx}^E}{\rho h}-g\frac{\partial\eta}{\partial x}+\frac{F_x}{\rho h}-\frac{F_{v,x}}{\rho h}$$
$$\frac{\partial v^L}{\partial t}+u^L\frac{\partial v^L}{\partial x}+v^L\frac{\partial v^L}{\partial y}-fu^L-v_h(\frac{\partial^۲v^L}{\partial x^۲}+\frac{\partial^۲v^L}{\partial y^۲})=$$
$$\frac{\tau_{sy}}{\rho h}-\frac{\tau_{by}^E}{\rho h}-g\frac{\partial\eta}{\partial y}+\frac{F_x}{\rho h}-\frac{F_{v,y}}{\rho h}$$
$$\frac{\partial\eta}{\partial t}+\frac{\partial hu^L}{\partial x}+\frac{\partial hv^L}{\partial y}=۰ \qquad (۱۶)$$

[۱] Wave-induced forces
[۲] Mean flows
[۳] Generalized Lagrangian Mean formulation

$$u^L = u^E + u^s$$
$$v^L = v^E + v^S \qquad (۱۷)$$

انحراف استوکس[۱] به‌وسیله‌ی انرژی موج کوتاه (E_w) (E_w) و جهت (θ) از اثر موج با ارتفاع h در دو جهت مطابق رابطه‌ی ۱۸محاسبه می‌شود:

$$u^s = \frac{E_w \cos\theta}{\rho hc}, v^s = \frac{E_w \sin\theta}{\rho hc} \qquad (۱۸)$$

که در آن، τ_{sx} و τ_{sy} تنش‌های برشی باد، τ_{bx} و τ_{by} تنش‌های برشی بستر، η سطح آب، F_x و F_y تنش‌های ناشی از موج، $F_{v,x}$ و $F_{v,y}$ تنش‌های ناشی از پوشش گیاهی، v_h لزجت افقی، و f ضریب کوریولیس[۲] هستند.

۵.۱.۲. انتقال رسوب: رابطه‌ی انتقال- انتشار

وقتی تراکم رسوب عمق میانگین (C) بیشتر از تراکم تعادلی (C_{eq}) باشد، ته‌نشینی رسوب اتفاق می‌افتد و بالعکس. این موضوع با استفاده از عبارت سمت راست رابطه‌ی انتقال- انتشار مطابق رابطه‌ی ۱۹ بیان می‌شود:

$$\frac{\partial hc}{\partial t} + \frac{\partial hc(u^E - u^a \sin(\theta))}{\partial x} + \frac{\partial hC(v^E - u^a \cos(\theta))}{\partial y} + \frac{\partial}{\partial x}\left[D_{kUb} h \frac{\partial C}{\partial x}\right] + \frac{\partial}{\partial y}\left[D_k h \frac{\partial C}{\partial y}\right] = \frac{hC_{eq} - hC}{T_S} \qquad (۱۹)$$

که در آن، T_s زمان سازگاری است (مطابق رابطه‌ی ۲۰)، که بیانگر زمان عکس‌العمل رسوب است:

$$T_s = \max(f_{Ts} \frac{h}{w_s}, T_{s,\min}) \qquad (۲۰)$$

که در روابط ۱۹ و ۲۰، پارامتر D_h ضریب انتشار رسوب، h عمق آب در محل، w_s سرعت سقوط رسوب، u^E و v^E مؤلفه‌های سرعت اویلری[۳]، و f_{ts} یک ضریب اصلاحی برای درنظرگرفتن این حقیقت است که w_s با اطلاعات عمق میانگین تعیین می‌شود.

به دلیل اینکه XBeach انرژی امواج کوتاه را در سراسر طول موجشان میانگین می‌گیرد، شکل موج در نظر گرفته نمی‌شود. با این حال، وقتی امواج به قسمت آب کم‌عمق می‌رسند، شکل و حرکت مداری آن‌ها غیرخطی‌تر می‌شود. آثار غیرخطی‌بودن(چولگی و عدم تقارن) در رابطه‌ی انتقال- انتشار (رابطه‌ی ۱۹) در نظر گرفته شده است. عدم تقارن و چولگی در رابطه‌ی ۲۱ به شکل u^a نمایان می‌شود:

$$u^a = (f_{sk} S_k - f_{AS} A_s) u_{ms} \qquad (۲۱)$$

که در آن، پارامتر S_k و A_s به ترتیب پارامترهای چولگی و عدم تقارن، و f_{Sk} و f_{As} ضرایب واسنجی هستند ($facSk$ و $facAs$ نیز خوانده می‌شوند). در مدل XBeach، دو انتخاب برای درنظرگرفتن شکل موج وجود دارد: ۱) بهره‌گیری از فرمول رویسینک[۴] و همکاران (۲۰۱۲)؛ و ۲) فرمول وان تیل دُوریز[۵] (۲۰۰۹).

فرمول رویسینک و همکاران (۲۰۱۲)، براساس یک سری اطلاعات شامل بیش از ۳۰۰۰۰ بررسی میدانی پدیده‌ی چولگی و عدم تقارن تحت امواج شکنا و ناشکنا تهیه شده است. چولگی و عدم تقارن از طریق روابط ۲۲ الی ۲۴ محاسبه می‌شوند:

$$B = p_1 + \frac{p_2 - p_1}{1 + \exp\frac{p_3 - \log U_r}{p_4}} \qquad (۲۲)$$

$$\psi = -90 + 90 \cdot \tanh\left(\frac{p_5}{U_r^{p_6}}\right) \qquad (۲۳)$$

$$S_k = B\cos\psi \quad , \quad A_s = B\sin\psi \qquad (۲۴)$$

که در آن‌ها، پارامتر B تابع Boltzmann Sigmoid است، که توسط ضرایب p_1 تا p_6 بر روی داده‌های میدانی برازش داده می‌شود. تابع Boltzmann Sigmoid به‌صورت $S-$ شکل است و مجانب‌های بالایی و پایینی آن به ترتیب با p_2 و p_1 تعریف می‌شود. نقطه‌ی عطف تابع در بین دو عدد اخیر یعنی $(p_1 + p_2)/2$ قرار دارد و U عدد اورسل است.

۶.۱.۲. اثر شیب بستر

بیشتر فرمول‌های انتقال براساس فرض افقی‌بودن (تقریبی) بستر نوشته شده‌اند. شیب بستر در نواحی نزدیک ساحل، در انتقال رسوب‌ها تأثیر می‌گذارد، که به آن اثر شیب بستر می‌گویند. شیب بستر از راه‌های مختلفی در انتقال رسوب تأثیرگذار است:

۱. تأثیرگذاری در سرعت جریان‌های نزدیک بستر،

۲. تغییردادن شرایط آستانه‌ی حرکت رسوب،

۳. تغییر نرخ انتقال رسوب و/ یا جهت حرکت رسوب.

از روابط ۲۵ برای درنظرگرفتن اثر شیب بستر در انتقال رسوب در XBeach استفاده می‌شود:

$$q_{x,slope} = q_x - \alpha hC\sqrt{(u^L)^2 + (v^L)^2}\,\frac{\partial z_b}{\partial x}$$

$$q_{y,slope} = q_y - \alpha hC\sqrt{(u^L)^2 + (v^L)^2}\,\frac{\partial z_b}{\partial x} \qquad (۲۵)$$

رابطه‌ی ۲۵ به صورت پیش‌فرض در مدل به کار برده می‌شود. روش دیگر، استفاده از فرمول Soulsby است، که برای مطالعه‌ی بیشتر می‌توان به نوشتار

[۱] Stokes drift
[۲] Coriolis
[۳] Eulerian velocity
[۴] Ruessink
[۵] Van Thiel De Vries

روئِلوینک[۱] و همکاران (۲۰۱۵) مراجعه کرد. در مدل XBeach، برای به‌روزرسانی بستر از یک رابطه‌ی تعادل حجمی استفاده می‌شود؛ که در آن، ورودی و خروجی خالص رسوب در دو راستای x و y، کاهش و یا افزایش سطح بستر را مطابق رابطه‌ی ۲۶ تعیین می‌کند:

$$\frac{\partial z_b}{\partial t}+\frac{f_{mor}}{(1-p)}\left(\frac{\partial q_x}{\partial x}+\frac{\partial q_y}{\partial y}\right)=0 \qquad (۲۶)$$

که در آن، P تخلخل، و q_x و q_y نرخ انتقال رسوب در دو جهت x و y هستند. f_{mor} ضریب شتاب مورفولوژیکی است؛ مدل مذکور دو روش برای شتاب‌دادن به تغییرات مورفولوژیک دارد:

در مورد اول، تمام زمان‌های ورودی تقسیم بر f_{mor} می‌شوند. این بدین معناست که هر حالت موج با ضریب $1/f_{mor}$ کم و در ازاء آن شتاب تغییرات f_{mor} برابر می‌شود. برای فعال‌کردن این گزینه باید "$morfacopt=1$" قرار داده شود، این روش برای شرایط حدی موج نیز مناسب است.

مورد دیگر "$morfacopt=0$" است؛ که در آن، بخش کوچکی از شرایط هیدرودینامیکی، به عنوان نماینده‌ی کل شرایط در نظر گرفته می‌شوند. در روش مذکور، فاصله‌ی گام‌های زمانی تغییر نمی‌کند، اما شتاب تغییرات بستر ضرب در f_{mor} می‌شود. این گزینه برای مواردی مناسب است که می‌توان یک بازه‌ی زمانی طولانی را با یک بازه‌ی کوچک‌تر نشان داد؛ یعنی این گزینه برای دوره‌های زمانی شامل شرایط حدی موج مناسب نیست.

از دیگر پدیده‌های قابل توجه در شبیه‌سازی فرایندهای مورفولوژیکی در سواحل، پدیده‌ی فروریزش بوده است. فروریزش زمانی اتفاق می‌افتد که شیب بستر از شیب بحرانی بیشتر شود؛ در این صورت، یک انتقال رسوب در راستای تغییر شیب به شیب بحرانی انجام می‌گیرد. معیار ۲۷، برای فروریزش در مدل XBeach استفاده می‌شود:

$$\left|\frac{\partial z_b}{\partial x}\right|>m_{cr} \qquad (۲۷)$$

که در آن، m_{cr} شیب بحرانی بستر است. در مدل XBeach، به‌صورت پیش‌فرض شیب بحرانی خشک، ۱/۰ و شیب بحرانی تر، ۰/۳ در نظر گرفته می‌شود. همچنین، یک سرعت فروریزش بیشینه $(v_{av,\max})$ برای جلوگیری از تغییرات ناگهانی سطح بستر در نظر گرفته شده است. روابط ۲۸، تغییرات سطح بستر را در هر گام زمانی و با درنظرگرفتن فروریزش نشان می‌دهند:

$$\begin{cases}\Delta z_b=\min\left((\left|\frac{\partial z_b}{\partial x}\right|-m_{cr})\Delta x, v_{av,\max}\Delta t\right), & \frac{\partial z_b}{\partial x}>0\\ \Delta z_b=\max\left(-(\left|\frac{\partial z_b}{\partial x}\right|-m_{cr})\Delta x, v_{av,\max}\Delta t\right), & \frac{\partial z_b}{\partial x}<0\end{cases} \qquad (۲۸)$$

به‌عبارتی دیگر، به‌طورخلاصه می‌توان گفت جریان با استفاده از حل روابط مربوط به آب‌های کم‌عمق محاسبه می‌شود. مدل XBeach امواج طولانی را دوباره حل می‌کند، در حالی که امواج کوتاه با استفاده از طیف انرژی امواج محاسبه می‌شوند. اتلاف انرژی امواج با استفاده از رابطه‌ی Roelvink به‌دست می‌آید. مدل XBeach روابط مختلفی را برای انتقال رسوب حل می‌کند، که آن‌ها به غلظت رسوب‌های عمق متوسط C غلظت تعادل رسوب‌های C_{eq} بستگی دارد. غلظت رسوب‌ها یا با استفاده از روش Soulsby-Van Rijn (SVR) و یا با استفاده از روش Van Rijn-Van Thiel de Vries (VRVT) به‌دست می‌آید.[۴۳]

در دهه‌های اخیر، قابلیت‌های مهمی به نرم‌افزار اخیر افزوده شد که شامل درنظرگرفتن آثار چولگی و عدم تقارن جریان سه‌بُعدی آب زیر دریا، یعنی رابطه‌ی تحلیل موج بود، که این امکان را می‌داد تا پروفیل‌های یک‌بُعدی یا دوبُعدی را شبیه‌سازی کرد. در این قسمت لازم است به ذکر دو قابلیت مهم مدل‌سازی مذکور پرداخته شود:

اولین قابلیت که فقط در مورد پروفیل قابل اجراست، روابط بستر را به‌روز می‌کند، تا گرادیان انتقال در کناره‌ی ساحل نیز در نظر گرفته شود:

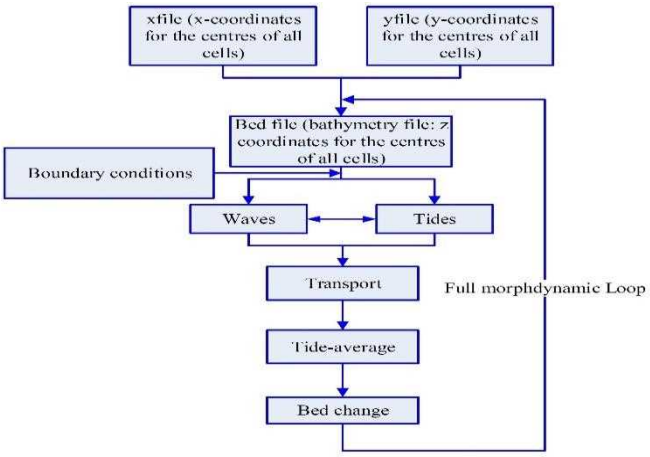
$$\frac{\partial S_s}{\partial y}=\phi S_s \qquad (۲۹)$$

که در آن، S_S نرخ انتقال کناره‌ی ساحل و ϕ ضریبی با بُعد یک بر طول است. بسته به علامت انتقال و ϕ، فرمول اخیر فرسایش خالص را ارائه می‌دهد.

مورد دوم که "bermslope" نام دارد، این واقعیت را بیان می‌کند که XBeach تمایل دارد تا فرسایش در خط آب را رو به بالا پیش‌بینی کند (روئلوینک[۲]، (۲۰۱۹))[۴۸].

۲.۲. مدل‌سازی انتقال‌رسوب در مدل XBeach

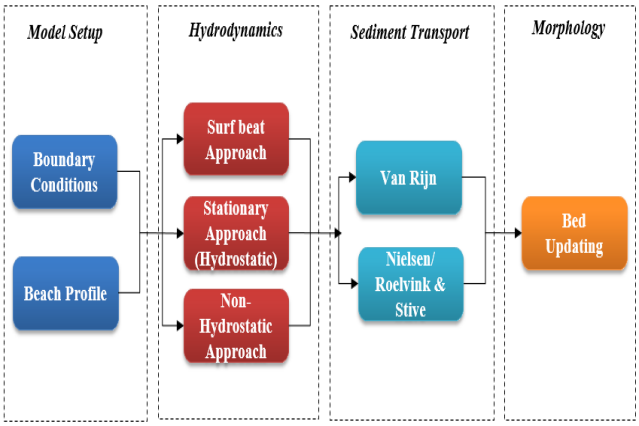
انتقال رسوب به‌عنوان یکی از پدیده های مهم در مناطق ساحلی به‌شمار می‌آید و در مدل‌سازی‌های پژوهش حاضر به آن توجه شده است. همان‌طور که قبلاً نیز بحث شده است، XBeach مدلی برای شبیه‌سازی مورفولوژیکی در ساحل و منطقه‌ی نزدیک ساحل است. در این راستا، مدل XBeach انتقال رسوب را پس از هر مرحله اجرای مدل در مرکز هر سلول در شبکه‌ی مدل محاسبه می‌کند. در شکل ۵، فلوچارت توالی محاسبات درون XBeach مشاهده می‌شود:



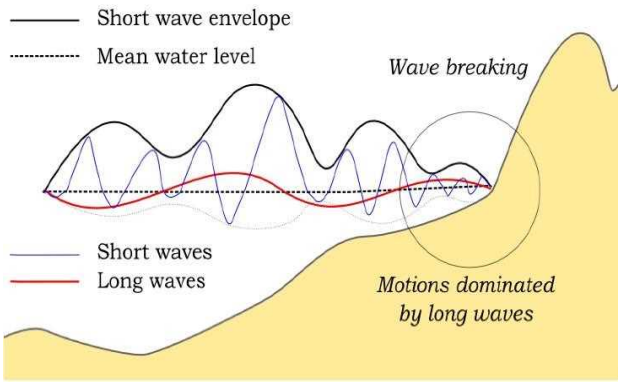
شکل ۵. فرایند شبیه‌سازی تغییرات مورفولوژی در مدل XBeach.[۳]

[۱] Roelvink

[۲] Roelvink



شکل ۶. شبیه‌سازی فرایندهای مورفولوژیکی در XBeach.



شکل ۷. رویکرد شبیه‌سازی هیدرودینامیک امواج در مدل XBeach.[۱]

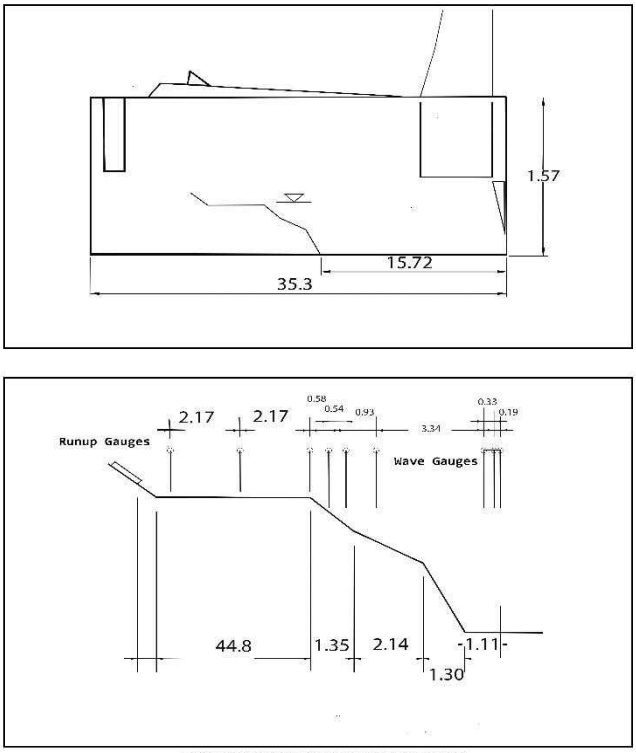
بنابراین با توجه به توضیحات ارائه‌شده، رویه‌ی شبیه‌سازی فرآیندهای مورفودینامیک سواحل در مدل XBeach شامل ۴ بخش اصلی است، که فلوچارت آن و گام‌های شبیه‌سازی فرآیندهای مورفولوژیکی ساحل براساس مدل XBeach در شکل ۶ مشاهده می‌شود.

مدل XBeach برای برپاسازی مدل و تعریف شرایط هیدرودینامیک سه ماژول: ۱) Stationary، ۲) Surfbeat، و ۳) Non-hydrostatic دارد. مدل XBeach، در ابتدا به عنوان یک مدل با میانگین موج کوتاه اما با تفکیک گروه موج توسعه داده شد، که امکان حل تغییرات موج کوتاه در مقیاس گروه موج و امواج بلند مرتبط با آن‌ها را فراهم می‌کرد. با توجه به شکل ۷، عملکرد هر یک از سه ماژول XBeach در برپاسازی شرایط هیدرودینامیکی عبارت است از:

ماژول Stationary: در این شرایط معادلات حاکم براساس میانگین‌گیری امواج به صورت مؤثر حل می‌شود، اما از امواج فروگرانشی کاملاً صرف‌نظر می‌شود.

ماژول Surf Beat (SB): در این شرایط تغییرات موج کوتاه در مقیاس گروه موج (مجموعه‌ی امواج کوتاه[۱]) و امواج بلند مرتبط با آن‌ها حل می شود.

ماژول Non-Hydrostatic (NH): در این شرایط ترکیبی از معادله‌های



شکل ۸. فلوم و مشخصات آزمایشگاهی دمیربیلک (۲۰۰۷).[۴۴]

غیرخطی آب کم‌عمق با تصحیح فشار به‌درستی اعمال می‌شود و امکان مدل‌سازی انتشار و فروپاشی امواج منفرد را فراهم می‌کند.

در مطالعه‌ی حاضر، یکی از اهداف اصلی ارزیابی عملکرد مدل XBeach در شبیه‌سازی فرایندهای مورفولوژیکی در سواحل درشت‌دانه براساس دو ماژول SB و NH بوده است.

۳.۲. مشخصات مدل‌های آزمایشگاهی

۱.۳.۲. مدل آزمایشگاهی دمیربیلک[۲]

در مطالعات انجام‌شده‌ی دمیربیلک و همکاران (۲۰۰۷)،[۴۴] آثار موج و باد در بالاروی امواج در ساحل و تغییرات تراز سطح آب به‌صورت آزمایشگاهی مطالعه و جزئیات طراحی آزمایش موج- باد و داده‌های به‌دست‌آمده برای ارزیابی عملکرد و مدل‌سازی امواج در سواحل و همچنین سیل جزایر شرح داده شده است. آزمایش اخیر در آگوست- سپتامبر سال ۲۰۰۶، مشترکاً توسط برنامه‌ی (SWIMS[3]) و برنامه‌ی پژوهشی مطالعات سواحل (CIRP[۴]) انجام شده است. اهداف اصلی مطالعه‌ی مذکور، تعیین کمیت آثار باد در جریان موج در صخره‌های حاشیه‌یی جزیره‌ی گوام در اقیانوس آرام و به‌دست‌آوردن داده‌های آزمایشگاهی برای اعتبارسنجی مدل‌های عددی موج بوده است.

آزمایش‌ها در فلومی به طول ۳۵ متر، عرض ۰/۷ متر، و ارتفاع ۱/۶ متر، که مجهز به دستگاه موج‌ساز و همچنین سیستم تولید جریان هوا برای اعمال باد بر سطح آب بوده است، انجام شده است (مطابق شکل ۸). در پژوهش اخیر، بیش از ۸۰ مدل آزمایشگاهی در ۳ بخش اصلی تعریف و مطالعه شده است:

---

[۱] short wave envelope

[۲] Demirbilek

[۳] Surge and Wave Island Modeling Studies

[۴] Coastal Inlets Research Program

۱) آزمایش‌های تحت شرایط اعمال موج به تنهایی[۱]، ۲) آزمایش‌های تحت شرایط اعمال باد به تنهایی[۲]، ۳) آزمایش‌های تحت شرایط بارگذاری توأماً موج- باد[۳] طبقه‌بندی شده است. در مدل آزمایشگاهی مذکور برای اعمال شرایط موج از امواج نامنظم با طیف (JONSWAP) با ارتفاع موج مشخص بین ۳ تا ۸/۵ سانتی‌متر و دوره‌ی تناوب پیک بین ۱ تا ۲/۵ ثانیه استفاده شده است. همچنین عمق آب معادل ۵۰ سانتی‌متر بوده است، که البته با توجه به آزمایش‌های مختلف بین ۵۰ تا ۵۵ سانتی‌متر متغیر بوده است. مدت زمان انجام آزمایش‌ها نیز ۱۵ دقیقه بوده است.

تجزیه و تحلیل نتایج نشان داد که اثر باد در فرآیند بالاروی بسیار مؤثر بوده است. همچنین نتایج نشان دادند که افزایش ارتفاع بالاروی در درجه‌ی اول به دلیل خیزآب ناشی از باد در خط ساحلی و سپس اثر نوسان امواج بلند در بستر صخره‌های مرجانی بوده است. دمیربیلک پیشنهاد داد که می‌توان در سطوح مختلف آب، تأثیر پارامترهای مؤثر در بالاروی در صخره‌های مرجانی را بررسی کرد. همچنین می‌توان از داده‌های آزمایشگاهی ارائه‌شده در گزارش ایشان برای مطالعات و اعتبارسنجی مدل‌های عددی برای صخره‌های مرجانی و برآورد بالاروی استفاده کرد.

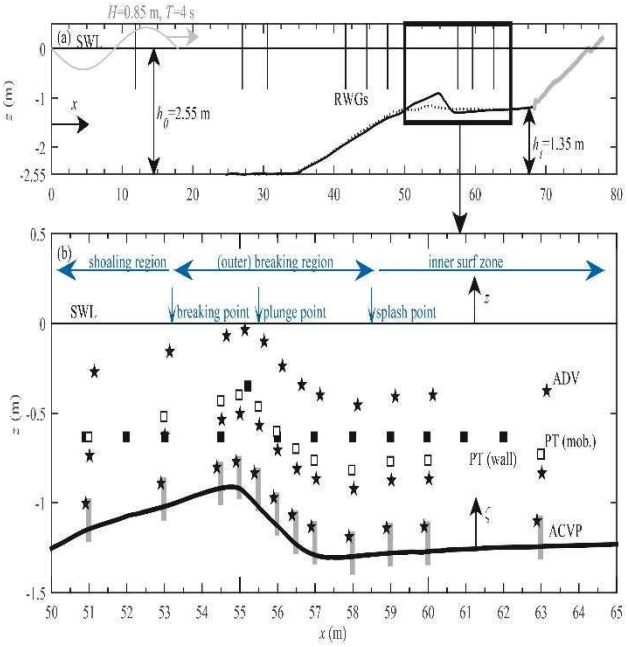
۲.۳.۲. مدل آزمایشگاهی زاندن[۴] (۲۰۱۶)

در پژوهش زاندن، به سبب ارزیابی پدیده‌ی انتقال رسوب در سواحل در منطقه‌ی سواش (Surf zone, Swash zone)، آزمون‌های آزمایشگاهی مختلفی تعریف و پیاده‌سازی شده است. آزمایش‌ها در یک فلوم به ابعاد ۱۰۰ متر طول، ۳ متر عرض، و ۴/۵ متر ارتفاع پیاده‌سازی شده است. در کلیه‌ی آزمایش‌ها، شرایط دریایی با موج منظم به ارتفاع ۰/۸۵ متر و دوره‌ی تناوب ۴ ثانیه در نظر گرفته شده است. در پژوهش اخیر، عمق آب معادل ۲/۵۵ متر بوده است.[۴۶]

به سبب ارزیابی پدیده‌ی انتقال رسوب، خصوصیات ذرات رسوب تشکیل‌دهنده‌ی پروفیل طولی مدل اهمیت بسیاری داشته است. در شکل ۹، مشخصات هندسی مدل و پروفیل بستر در آزمایش‌های زاندن مشاهده می‌شود. بستر ایجادشده تا طول ۶۷/۵ متر از مصالح با خصوصیت متحرک (فرسایش‌پذیر) و برای طول‌های بیش از ۶۷/۵ متر غیرقابل فرسایش بوده است.

(الف) نمای کلی فلوم شامل مقطع آزمایش افقی اولیه (خط‌چین) و پروفیل بستر مرجع (خطوط پررنگ)، خط ساحل ثابت (خط کم‌رنگ)، و محل قرارگیری موج‌سنج‌ها (خطوط عمودی)؛ (ب) نمای نزدیک از مقطع آزمایش، شامل: فشارسنج‌های متحرک (مربع‌های سفید)، فشارسنج‌های ثابت دیواری (مربع‌های سیاه)، سرعت‌سنج‌های (ADV) متحرک (ستاره‌ها)، و پروفایلر سرعت و غلظت (ACVP) به صورت متسطیل‌های خاکستری.

داده‌های آزمایش در دو سری جمع‌آوری شده است، که یک سری مربوط به ناحیه‌ی زوال موج و دیگری مربوط به ناحیه‌ی سواش بوده است. هر دو مورد اخیر بر فرآیند هیدرودینامیک و انتقال رسوب تمرکز دارند. داده‌های موجود در پژوهش حاضر با استفاده از دو ابزار جدید جمع آوری شده است: سرعت‌سنج متمرکز آکوستیک (ACVP) و سیستم اندازه‌گیری رسانایی غلظت به روزشده



شکل ۹. فلوم و مشخصات آزمایشگاهی زاندن (۲۰۱۶).[۴۶]

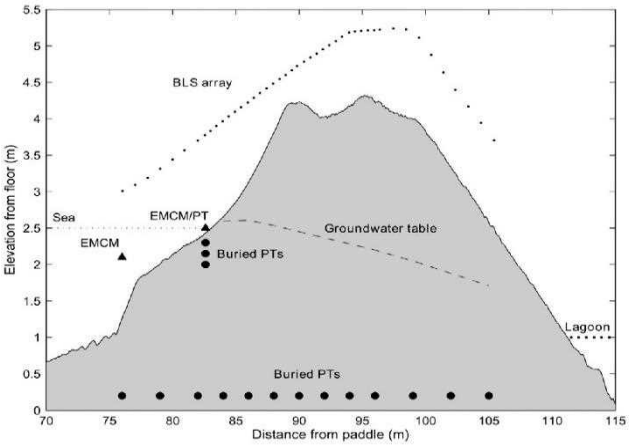
(الف) شکست شیرجه‌یی امواج در فلوم؛ (ب) قاب متحرک حامل ابزارهای اندازه‌گیری؛(ج) نمای بستر ماسه‌یی به همراه ابزارهای ACCV و CCM^+.

شکل ۱۰. تصویری از فلوم آزمایشگاهی، پروفیل بستر ماسه‌یی، و ابزارهای اندازه‌گیری زاندن (۲۰۱۶).[۴۶]

(CCM). در شکل ۱۰، تصویری از کانال و ابزارهای اندازه‌گیری در آزمایش‌های انجام‌شده مشاهده می‌شود.

با توجه به شکل ۱۱ و براساس نتایج حاصل از آزمایش‌ها، موقعیت مناطق پراهمیت عبارت است از:

[۱] wave-only test conditions
[۲] wind-only test conditions
[۳] combined wind-wave conditions
[۴] Zanden



شکل ۱۱. شماتیک مدل آزمایشگاهی ماسلینک (۲۰۱۲).[۴۷]

Breaking point : $X = ۵۳m$, Plunging point : $X = ۵۵/۵m$, Splash point : $X = ۵۸/۵m$, Shoaling Region : $X < ۵۳m$, Breaking Region: $۵۳ < X < ۵۸/۵$, Surf zone: $X > ۵۸/۵m$.

در پژوهش اخیر، هیدرودینامیک نزدیک بستر، شامل سرعت‌های آشفتگی با استفاده از ابزار ACVP در۱۲ موقعیت تحت امواج شکست بررسی شده است. در نواحی سواش، توسعه و ایجاد بیشتر مدل‌ها براساس روابط موجود توصیه شده است. نتایج به‌دست‌آمده در مطالعه‌ی زاندن، میزان اهمیت اندرکنش سواش و امواج مشاهده می‌شود. میزان اندرکنش امواج و سواش را می‌توان براساس مدت زمان اتفاق‌افتادن سواش بررسی کرد.

۲.۳.۲. مدل آزمایشگاهی ماسلینک[۱] (۲۰۱۲)

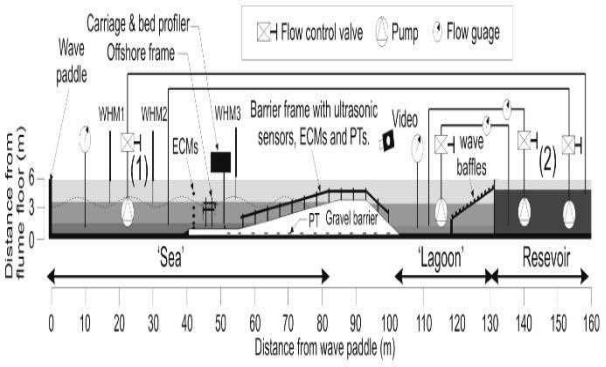
در پژوهش ماسلینک، آزمایش‌های گسترده‌یی برای ارزیابی فرایندهای ساحلی و تأثیر آن در تغییرات سفره‌های آب زیرزمینی و همچنین تغییرات مورفولوژی ساحل تحت شرایط جریان آب زیرزمینی پیاده‌سازی شده است. به این منظور، یک تپه‌ی[۲] فرسایش‌پذیر بین دریا و تالاب[۳] مدل‌سازی فیزیکی شده و تحت شرایط مختلف امواج دریایی و جزر مد در یک طرف و سطح آب متغیر در تالاب در طرف دیگر، آزمایش‌های متعددی صورت گرفته است. آزمایش های انجام‌شده در یک فلوم به طول ۲۵۰ متر، عرض ۵ متر، و عمق ۷ متر انجام شده است. تپه در وسط فلوم و از تراز طولی ۶۵ متر شروع و به طول ۵۰ متر تا تراز طولی۱۱۵ متر به اتمام رسیده است. طرف چپ تپه، دریا و شرایط دریایی (موج و جزر و مد) حاکم بوده است. در طرف راست تپه، تالاب با عمق آب مشخص موجود بوده است. همچنین تراز آب زیرزمینی و جریان آب زیرزمینی در تپه برقرار بوده است.

در شکل ۱۱، نمایی به‌صورت شماتیک از هندسه‌ی مدل آزمایشگاهی و در شکل ۱۲، مشخصات فلوم آزمایش‌ها ارائه شده است.

در پژوهش اخیر، مدل‌های آزمایشگاهی متنوعی برای ارزیابی تأثیر شرایط مختلف دریایی و عمق آب در تالاب تعریف شده است. مدل‌سازی موج در آزمایش‌های صورت‌گرفته براساس امواج نامنظم با طیف موج JONSWAPو با ارتفاع مشخص H_s و دوره‌ی تناوب پیک (T_p) در نظر گرفته شده است.

[۱] Masselink

[۲] barrier



شکل ۱۲. فلوم آزمایشگاهی مدل ماسلینک (۲۰۱۲).[۴۷]

جدول ۲. جزئیات مدل های آزمایشگاهی ماسلینک (۲۰۱۲).[۴۷]

آزمون	H_S	T_P (s)	تراز دریا (m)	تالاب
BB۱	۰/۸	۴/۵	۲/۵	۲/۵
B۲	۰/۸	۳	۲/۵	۲/۵
B۳	۰/۸	۶	۲/۵	۲/۵
C۱	۰/۸	۴/۵	۲/۵	۱
C۲	۰/۸	۴/۵	۲/۵	۳/۵
C۳	۰/۸	۳	۲/۵	۱/۵
C۴	۰/۸	۳	۲/۵	۳/۵
C۵	۰/۸	۶	۲/۵	۱/۵
C۶	۰/۸	۶	۲/۵	۳/۵
DD۱	۰/۸	۴/۵	۱/۷۵-۳/۲۵	۲/۵
D۱	۰/۸	۴/۵	۱/۷۵-۳/۲۵	۱/۵
D۲	۰/۸	۴/۵	۱/۷۵-۳/۲۵	۳/۵

شرایط جزر و مد متغیر در مدل‌ها و نیز میزان عمق اب در دریا و تالاب جهت ارزیابی شرایط مختلف لحاظ شده‌اند. برای بررسی انتقال رسوب از ذرات با مشخصات D۹۰=۱۷ mm و D۵۰=۱۱ mm با تخلخل ۰/۳۲استفاده شده است. آزمایش‌های انجام‌شده براساس مدل ماسلینک، شرایط مختلفی براساس پارامترهای مشخصات موج، جزر و مد، عمق آب دریا، و عمق آب تالاب داشته است، که به همراه جزئیات در جدول ۲ ارائه شده است. این تذکر لازم است که مدت زمان انجام آزمایش‌ها ۹۰ دقیقه تحت شرایط امواج نامنظم بوده است. در انتهای هر آزمایش، ۱۵دقیقه بارگذاری موج منظم با دوره‌ی تناوب T_p و ارتفاعی معادل H_s موج نامنظم اعمال شده است. در جدول ۲، مشخصات مدل‌های آزمایشگاهی ماسلینک ارائه شده است.

۴.۲. شرایط مرزی مدل‌سازی با مدل XBEACH

به‌طورکلی در مدل XBEACH شرایط مرزی برای برپاسازی مدل‌های عددی مشتمل بر سه بخش اصلی به این شرح بوده است:

۱. شرایط مرزی موج (Wave Boundary Conditions)

در مدل XBEACH، اولین شرط مرزی تعیین شرط مرزی امواج است، که به دو صورت:

[۳] Lagoon

۱) شرط مرزی طیفی موج (Special conditions)، و ۲) شرط مرزی غیرطیفی (Non-spectral conditions) تعیین می‌شود.

به‌طورکلی، شرط مرزی امواج دریایی براساس شرایط مدل‌سازی و شرایط امواج دریایی حاکم بر مدل تعیین می‌شود. در پژوهش حاضر، سه مدل آزمایشگاهی با بهره‌گیری از مدل XBEACH مدل‌سازی عددی شده است، که براساس شرایط مدل آزمایشگاهی شرط مرزی موج در مدل XBEACH تعریف شده است.

- **مدل‌سازی عددی آزمایش دمیربیلک و همکاران (۲۰۰۷)**، از امواج نامنظم با طیف (JONSWAP) با ارتفاع موج مشخص (H_s) بین ۳ تا ۸/۵ سانتی‌متر و دوره‌ی تناوب پیک (T_p) بین ۱ تا ۲/۵ ثانیه استفاده شده است. براین اساس، شرط مرزی از نوع موج طیفی با خصوصیات طیف موج جانسواپ (H_s و T_p) اعمال شده است.
- **مدل‌سازی عددی آزمایش زاندن (۲۰۱۶)**، به ارزیابی تغییرات مورفولوژیک بر بستر فرسایش‌پذیر تحت شرایط اعمال موج منظم با ارتفاع ۰/۸۵ متر و دوره‌ی تناوب ۴ ثانیه بر ساحل معطوف بوده است. در مدل زاندن، شرط مرزی از نوع موج غیرطیفی (موج منظم با ارتفاع و دوره‌ی تناوب مشخص براساس مدل آزمایشگاهی) تعیین شده است.
- **مدل‌سازی عددی آزمایش ماسلینک (۲۰۱۲)**، از امواج نامنظم با طیف موج JONSWAP، که دارای ارتفاع مشخص H_s و دوره‌ی تناوب پیک T_p هستند (مطابق با مدل آزمایشگاهی) برپاسازی شده است. بر این اساس، شرایط مرزی موج برای این مدل از نوع موج طیفی با خصوصیات طیف موج جانسواپ(H_s و T_p) اعمال شده است.

۲. شرایط مرزی معادلات آب کم‌عمق

بخش دوم، شرایط مرزی مدل XBEACH در سه بخش اصلی است:

۱) شرایط مرزی دریایی (Offshore boundary): عمدتاً برای تعیین وضعیت محدوده‌ی دریایی از نقطه‌نظر جذب/ بازتاب و شرایط حاکم بر امواج در مرزهای ناحیه‌ی دریایی استفاده می‌شود.

۲) تغییرات جزرومدی (Tide and surge): برای تعیین مقادیر سطح آب در شرایط وجود مد دریایی و همچنین ثابت نگه‌داشتن عمق آب در مرزهای منطقه‌ی دریایی استفاده می‌شود.

۳) کنترل ورود و خروج آب از طریق رودخانه یا ناحیه‌ی تخلیه‌ی آب به دریا (River and point discharge): برای تعیین و کنترل نقاط ورود توده‌ی آب به منطقه‌ی دریایی استفاده می‌شود.

به‌طورکلی شرط مرزی دریایی براساس شرایط مدل‌سازی و شرایط امواج دریایی حاکم بر مدل تعیین می‌شود. در پژوهش حاضر، سه مدل آزمایشگاهی با استفاده از مدل XBEACH مدل‌سازی عددی شده است، که براساس شرایط مدل آزمایشگاهی، شرط مرزی دریایی در مدل XBEACH برای هر سه آزمون آزمایشگاهی شرط مرزی غیرهیدرواستاتیک در مرز منطقه‌ی دریایی سمت ساحل فعال بوده است، این شرط مرزی برای شبیه‌سازی‌های غیرهیدرواستاتیکی لازم است.

همچنین شرط مرزی تغییرات جزر و مدی فقط در مدل‌سازی آزمایش ماسلینک (۲۰۱۲) برقرار بوده است، که سطح آب مشخص در تالاب (Lagoon) براساس تراز آب در تالاب فعال بوده است. از آنجایی که در هیچیک از آزمون‌های آزمایشگاهی، ورود آب از رودخانه به دریا یا منطقه‌ی تخلیه آب به دریا موجود نبوده است، شرط مرزی کنترل ورود و خروج آب در هر سه مدل آزمایشگاهی غیرفعال بوده است.

۳. شرایط مرزی انتقال رسوب

شرایط مرزی برای انتقال رسوب، شرط مرزی (Neumann Boundaries) در همه‌ی بخش‌های مدل بوده است. این شرط مرزی بیانگر این موضوع است که گرادیان‌های مرزی در معادله‌ی فرارفت- انتشار (advection-diffusion equation) روی صفر تنظیم و همچنین گرادیان‌های بار بستر در جهت انتقال رسوب‌ها محاسبه می‌شود. با شرط مرزی مذکور، شرایط انتقال رسوب‌های عمود بر ساحل و انتقال رسوب‌های عرضی در مدل میسر بوده است.

۳. نتایج و بحث

۱.۳. مدل‌سازی عددی آزمایش دمیربیلک و همکاران (۲۰۰۷)

آزمایش‌های دمیربیلک و همکاران (۲۰۰۷)، به ارزیابی آثار موج و باد بر بالاروی امواج در ساحل و تغییرات تراز سطح آب معطوف بوده است. بر این اساس، ۸۰ آزمون آزمایشگاهی تحت شرایط مختلف (اعمال موج، اعمال باد، و شرایط اعمال توأماً موج و باد) تعریف شده است. در مطالعات از امواج نامنظم با طیف (JONSWAP) با ارتفاع موج مشخص (H_s) بین ۳ تا ۸/۵ سانتی‌متر و دوره‌ی تناوب پیک (T_p) بین ۱ تا ۲/۵ ثانیه استفاده شده است. در پژوهش حاضر، با هدف ارزیابی عملکرد مدل XBeach در شبیه‌سازی هیدرودینامیک سواحل بلاخص بالاروی امواج و تغییرات تراز سطح آب، مدل آزمایشگاهی دمیربیلک (۲۰۰۷)، با بهره‌گیری از دو ماژول SB و NH شبیه‌سازی و نتایج حاصل از مدل‌سازی عددی با نتایج آزمایش‌ها مقایسه و ارزیابی شده است. در مدل آزمایشگاهی، برای ثبت تغییرات تراز سطح آب از ۹ گیج[1] اندازه‌گیر استفاده شده است، که موقعیت آن‌ها به صورت شماتیک در شکل ۱۲ و جدول ۳ ارائه شده است.

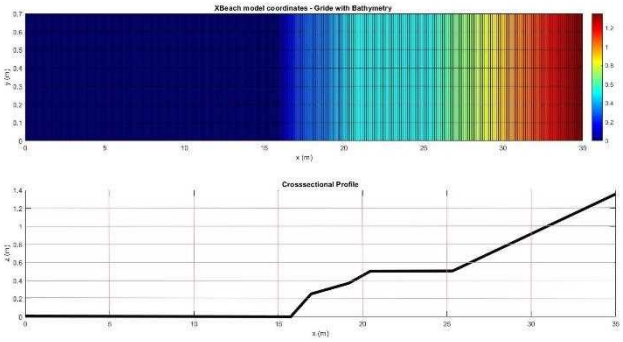
جدول ۳. موقعیت گیج‌های اندازه‌گیری در آزمایش دمیربیلک (۲۰۰۷).

شماره‌ی اندازه‌گیر (گیج)	X(m)	Z(m)
۱	-۱/۱۱	۰
۲	-۰/۹۲	۰
۳	-۰/۵۹	۰
۴	۲/۷۵	۰/۳۳
۵	۳/۶۸	۰/۳۹
۶	۴/۲۲	۰/۴۵
۷	۴/۸	۰/۵
۸	۶/۹۷	۰/۵
۹	۹/۱۴	۰/۵

[1] Gauge

جدول ۴. مشخصات آزمایش‌های دمیربیلک (۲۰۰۷)، برای مدل‌سازی عددی.

آزمون	موج		سرعت باد (m/s)	WL (cm)	توصیف شرایط
	H_S (cm)	T_P (s)			
مدل D۱	–	–	۴	۵۳/۱	اثرباد
مدل D۲	۶/۸	۱/۵	–	۵۰	اثرموج
مدل D۳	۶	۱/۲۵	۴/۸	۵۳/۱	اثر توأماً موج - باد



شکل ۱۳. پلان و پروفیل بستر در مدل XBeach (دمیربیلک (۲۰۰۷))

در پژوهش حاضر، سه آزمایش مختلف از مطالعات دمیربیلک و همکاران (۲۰۰۷)، که دارای شرایط مختلف اعمال باد، اعمال موج، و اعمال توأماً موج و باد بر ساحل بوده‌اند، در بستر XBeach مدل‌سازی عددی شده‌اند. مشخصات و جزئیات هر یک از سه مدل آزمایشگاهی در جدول ۴ ارائه شده است.

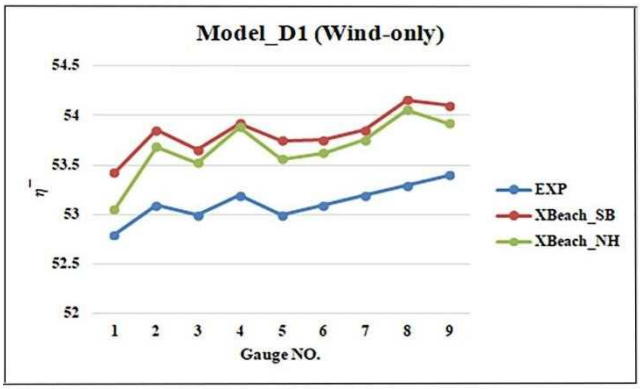
براساس توضیحات ارائه‌شده، سه مدل عددی مطابق شرایط ذکرشده در جدول ۴، در مدل XBeach برپاسازی شده‌اند. در شکل ۱۳، نمایی از پلان و پروفیل بستر در مدل XBeach، که مطابق آزمایش‌های دمیربیلک (۲۰۰۷) برپاسازی شده‌اند، مشاهده می‌شود. به جهت کالیبراسیون مدل عددی، حساسیت‌سنجی نسبت به اندازه‌ی مش (گام مکانی) با سه اندازه‌ی مختلف: ۲/۵، ۵، و ۱۰سانتی‌متر انجام و آزمایش سوم (مدل D۳) در بستر مدل XBeach مدل‌سازی عددی شده است. نتایج به‌دست‌آمده، که بیانگر تغییرات سطح آب در موقعیت ۹ گیج (جدول ۳) بوده است، نسبت به نتایج حاصل از مدل آزمایشگاهی ارزیابی و مقایسه شده‌اند. نتایج حاصل از کالیبراسیون مدل عددی در جدول ۵ ارائه شده است.

در جدول ۵، نتایج حاصل از حساسیت‌سنجی عملکرد مدل عددی نسبت به اندازه‌ی مش‌بندی ارائه شده است، براساس نتایج حاصل مشخص می‌شود که میزان خطای مدل‌سازی برای مش‌بندی با اندازه‌ی ۱۰ سانتی‌متر معادل با ۸/۴۴٪ بوده است، که با کاهش اندازه‌ی مش به ۵ سانتی‌متر، میانگین خطای مدل‌سازی ۴/۱۱٪ شده است. همچنین براساس نتایج مشخص می‌شود که با کاهش اندازه‌ی مش از۵ به ۲/۵ سانتی‌متر، میزان کاهش خطا، جزئی و کمتر از ۰/۶۵٪ بوده است. لذا، در پژوهش حاضر با توجه به نتایج به‌دست‌آمده، مدل‌سازی عددی با اندازه‌ی مش ۵ سانتی‌متر پیاده‌سازی شده است.

نتایج حاصل از مدل‌سازی عددی سه مدل آزمایشگاهی (جدول ۴) در بستر

جدول ۵. کالیبراسیون مدل عددی آزمایش دمیربیلک (۲۰۰۷).

درصدخطای پارامتر $\bar{\eta}$ (تراز سطح آب) نسبت به مدل آزمایشگاهی مدل D۳			
X	اندازه‌ی مش	اندازه‌ی مش	اندازه‌ی مش
X= P (گیج ۱)	۲/۶۵	۳/۸۹	۶/۹۸
X= P (گیج ۲)	۳/۱۸	۳/۱۹	۷/۸۸
X= P (گیج ۳)	۳/۷۷	۵/۱۸	۸/۴۷
X= P (گیج ۴)	۳/۰۵	۴/۱۵	۸/۴۶
X= P (گیج ۵)	۴/۱۲	۴/۵۷	۸/۷۹
X= P (گیج ۶)	۳/۷۵	۴/۰۸	۹/۱۱
X= P (گیج ۷)	۲/۶۸	۳/۱۲	۸/۱۷
X= P (گیج ۸)	۴/۰۸	۴/۷۸	۹/۱۵
X= P (گیج ۹)	۳/۸۴	۳/۹۸	۸/۹۵
Mean Err. (%)	٪۳/۴۶	٪۴/۱۱	٪۸/۴۴



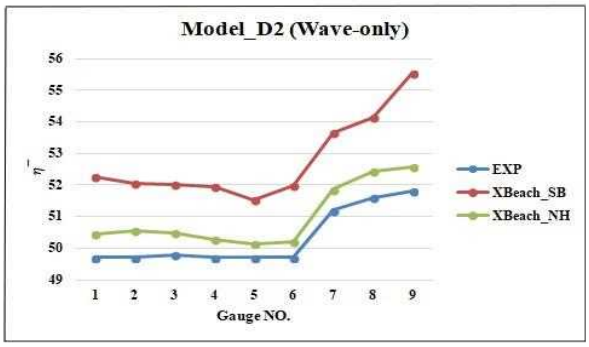
شکل ۱۴. تغییرات تراز سطح آب در مدل D۱.

XBeach و با بهره‌گیری از دو ماژول SB و NH، بیانگر میزان تغییرات تراز سطح آب در موقعیت کارگذاری گیج‌های اندازه‌گیری در آزمون آزمایشگاهی بوده است، که در شکل‌های ۱۴ الی ۱۶ تغییرات تراز سطح آب براساس شبیه‌سازی با دو ماژول SB و NH در مدل XBeach به همراه نتایج حاصل از آزمون‌های آزمایشگاهی برای سه مدل D۱، D۲، و D۳ به ترتیب ارائه شده‌اند.

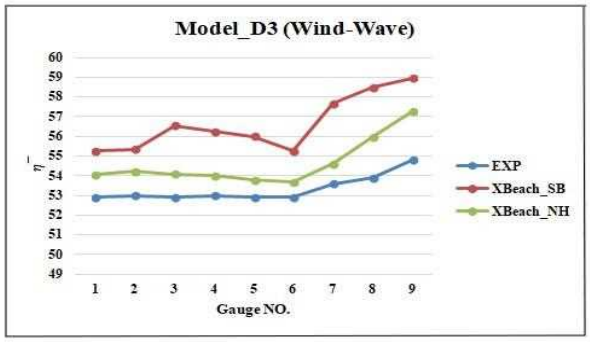
در شکل ۱۴، نتایج حاصل از تغییرات تراز سطح آب در مدل D۱ ارائه شده است. براساس نتایج حاصل مشخص است که دو ماژول SB و NH دارای عملکرد نسبتاً مشابهی در شبیه‌سازی مدل D۱ نسبت به نتایج آزمون

جدول ۶. ارزیابی عملکرد XBeach در شبیه‌سازی مدل D۱.

مدل D۱ (اثر باد)			
ماژول	MSE	RMSE	Mean Err. (%)
XBeach- SB	۰/۵۰	۰/۷۱	۱/۳۲
XBeach- NH	۰/۳۲	۰/۵۶	۱/۰۳



شکل ۱۵. تغییرات تراز سطح آب در مدل D۲.



شکل ۱۶. تغییرات تراز سطح آب در مدل D۳ .

آزمایشگاهی بوده‌اند. در جدول ۶، میزان خطای مدل‌سازی برای مدل D۱ نسبت به نتایج آزمون آزمایشگاهی ارائه شده است، براساس نتایج مشخص می‌شود که میزان میانگین خطای مدل XBeach براساس مدل‌سازی با هر دو ماژول حدوداً ۱٪ بوده است، که بیانگر دقت قابل قبول مدل عددی در شبیه‌سازی تغییرات تراز سطح آب در شرایط اعمال باد در ساحل است.

در شکل ۱۵ و جدول ۷، نتایج حاصل از ارزیابی عملکرد مدل XBeach در شبیه‌سازی مدل D۲ نسبت به آزمون آزمایشگاهی و براساس پارامتر تغییرات تراز سطح آب ارائه شده است. براساس نتایج حاصل مشخص است که تحت شرایط اعمال موج در ساحل، ماژول NH عملکرد بهتری نسبت به ماژول SB داشته است، به گونه‌یی که میزان میانگین خطای مدل‌سازی عددی با ماژول NH معادل با ۱/۳۵٪ و با ماژول SB معادل با ۴/۸۹٪ بوده است.

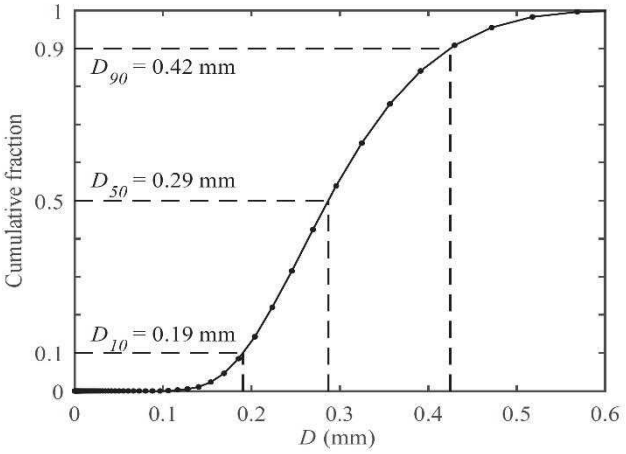
نتایج حاصل از شبیه‌سازی اعمال توأماً باد و موج بر ساحل (مدل D۳) در شکل ۱۶ مشاهده می‌شود. همچنین میزان خطای مدل‌سازی عددی براساس میانگین خطا و آزمون‌های آماری MSE وRMSE در جدول ۸ ارائه شده است. براساس نتایج حاصل مشخص است که میزان خطای مدل‌سازی با ماژول

جدول ۷. ارزیابی عملکرد XBeach در شبیه‌سازی مدل D۲ .

مدل D۲ (اثر موج)			
ماژول	MSE	RMSE	Mean Err. (%)
XBeach- SB	۶/۳۱	۲/۵۱	۴/۸۹
XBeach- NH	۰/۴۸	۰/۶۹	۱/۳۵

جدول ۸. ارزیابی عملکرد XBeach در شبیه‌سازی مدل D۳ .

مدل D۳ (اثر توأماً موج – باد)			
ماژول	MSE	RMSE	Mean Err. (%)
XBeach- SB	۱۱/۶۷	۳/۴۲	۶/۲۱
XBeach- NH	۲/۰۰	۱/۴۱	۲/۴۴



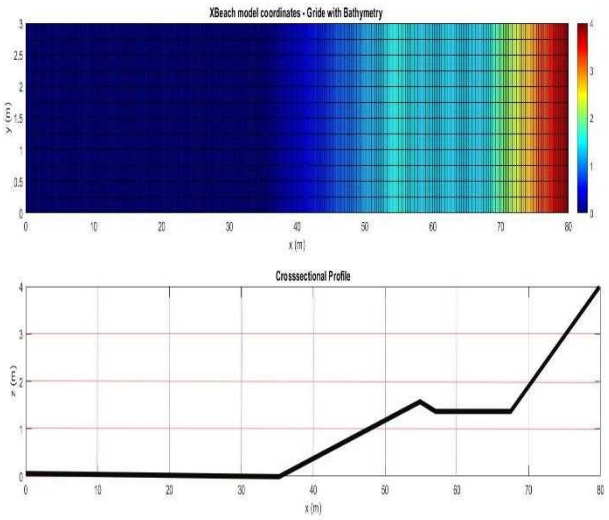
شکل ۱۷. منحنی دانه‌بندی ذرات رسوب در آزمایش زاندن (۲۰۱۶).

NH معادل با ۲/۴۴٪ و با ماژول SB معادل با ۶/۲۱٪ بوده است. به بیان دیگر، نتایج حاصل از مدل‌سازی با مدل XBeach نشان می‌دهد که ماژول NH عملکرد بهتری نسبت به ماژول SB در شبیه‌سازی شرایط اعمال توأماً باد و موج در مدل‌سازی میزان تغییرات تراز آب در سواحل داشته است.

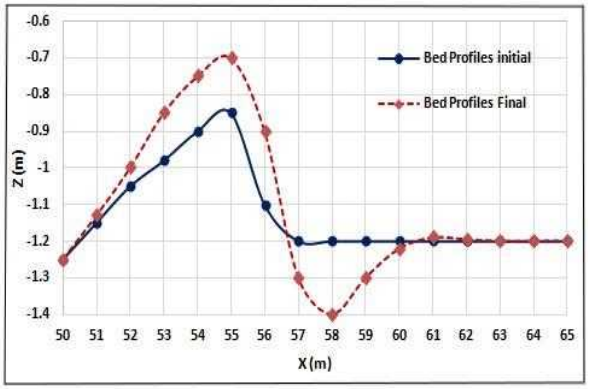
۲.۳. مدل‌سازی عددی آزمایش زاندن (۲۰۱۶)

مدل آزمایشگاهی زاندن به ارزیابی تغییرات مورفولوژیک بر بستر فرسایش‌پذیر تحت شرایط اعمال موج منظم با ارتفاع ۰/۸۵ متر و دوره‌ی تناوب ۴ ثانیه بر ساحل معطوف بوده است. مدت زمان انجام آزمایش‌ها معادل با ۹۰ دقیقه بوده است. برای ارزیابی پدیده‌ی انتقال رسوب و همچنین بررسی ذرات معلق رسوب در پژوهش حاضر، خصوصیات ذرات رسوب به شرح منحنی دانه‌بندی ارائه‌شده در شکل ۱۷ مدنظر بوده است.

براساس خصوصیات مشخصات ارائه‌شده از مدل آزمایشگاهی زاندن، مدل عددی در بستر XBeach و با بهره‌گیری از دو ماژول SB و NH مدل‌سازی



شکل ۱۸. پلان و پروفیل بستر در مدل XBeach (زاندن، ۲۰۱۶).



شکل ۱۹. تغییرات پروفیل بستر در آزمایش زاندن (۲۰۱۶).

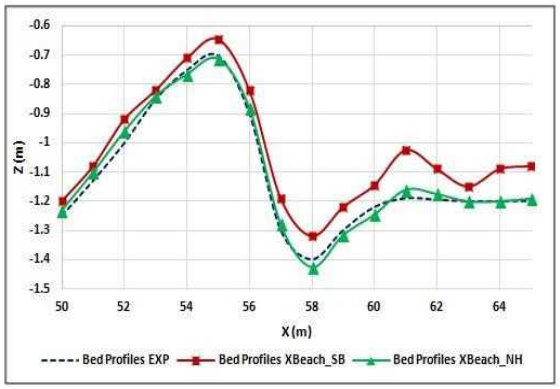
عددی شده است. در شکل ۱۸، نمایی از هندسه‌ی فلوم و پروفیل بستر در مدل XBeach مشاهده می‌شود.

به جهت کالیبراسیون مدل عددی، حساسیت‌سنجی نسبت به اندازه‌ی مش (گام مکانی) با سه اندازه‌ی مختلف: ۵، ۱۰، و ۲۰ (cm) در بستر مدل XBeach انجام شده است. نتایج حاصل که بیانگر تغییرات سطح آب و تغییرات پروفیل بستر در موقعیت بستر فرسایش‌پذیر (تراز طولی X=۵۰ تا X=۶۵) بوده است (مطابق شکل ۱۹)، نسبت به نتایج حاصل از مدل آزمایشگاهی ارزیابی و مقایسه شده است. نتایج حاصل از آزمایش‌های زاندن بیانگر تغییرات تراز بستر رسوب‌ها در محدوده‌ی فرسایش‌پذیر، یعنی تراز طولی ۵۰ تا ۶۵ متر بوده است، که با بهره‌گیری از ابزار اندازه‌گیری از ثبت و ارائه شده است..

نتایج حاصل از کالیبراسیون مدل عددی در جدول ۹ ارائه شده است؛ که مطابق آن، براساس نتایج حاصل از حساسیت‌سنجی مدل عددی نسبت به اندازه‌ی مش‌بندی مشخص است که میزان خطای مدل‌سازی با اندازه‌ی مش ۲۰ سانتی‌متر برای دو پارامتر تراز سطح آب و تغییرات پروفیل بستر به ترتیب معادل با ۱۴/۷۶٪ و ۲۰/۴۵٪ بوده است، که با کاهش اندازه‌ی مش به ۱۰ سانتی‌متر، مقادیر خطای مدل‌سازی عددی به ۶/۲۸٪ برای تراز سطح آب و

جدول ۹. کالیبراسیون مدل عددی آزمایش زاندن (۲۰۱۶).

خطای مدل عددی (٪)		
سایز مش	سطح آب	پروفیل بستر
۵ (cm)	٪۵/۹۸	٪۶/۸۵
۱۰ (cm)	٪۶/۲۸	٪۷/۱۱
۲۰ (cm)	٪۱۴/۷۶	٪۲۰/۴۵



شکل ۲۰. نتایج حاصل از مدل‌سازی عددی آزمایش زاندن (۲۰۱۶).

جدول ۱۰. ارزیابی عملکرد XBeach در شبیه‌سازی آزمایش زاندن (۲۰۱۶).

ماژول	MSE	RMSE	Mean Err. (%)
XBeach- SB	۰/۰۰۷۵۶۹	۰/۰۸۶۹۹۹	۷/۱۶
XBeach- NH	۰/۰۰۰۴۴۶	۰/۰۲۱۱۰۷	۱۶۹

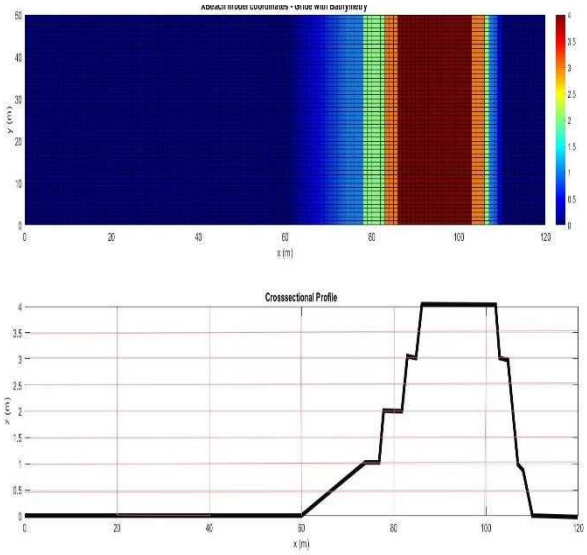
۷/۱۱٪ برای تغییرات پروفیل بستر کاهش یافته است. همچنین براساس نتایج حاصل مشخص می‌شود که با کاهش اندازه‌ی مش از ۱۰ به ۵ سانتی‌متر، مقادیر خطای مدل‌سازی عددی تغییرات جزئی (کمتر از ۱٪) داشته است. براین اساس در مطالعه‌ی حاضر، برای مدل‌سازی عددی آزمایش زاندن از مش ۱۰ سانتی‌متر استفاده شده است.

با توجه به توضیحات ارائه‌شده، مدل عددی با بهره‌گیری از دو ماژول SB و NH برپاسازی و نتایج حاصل از مدل‌سازی که بیانگر تغییرات مورفولوژی ساحل براساس شرایط آزمایش بوده است، استخراج شده است. در شکل ۲۰، تغییرات پروفیل بستر براساس نتایج آزمایش زاندن (۲۰۱۶) و مدل‌سازی با دو ماژول SB و NH مشاهده می‌شود؛ که مطابق آن، تطابق بهتری بین تغییرات پروفیل بستر در مدل‌سازی انجام‌شده با ماژول NH نسبت به مدل آزمایشگاهی برقرار بوده است.

جهت ارزیابی کمّی نتایج حاصل از مدل‌سازی عددی در پژوهش حاضر، مقایسه‌یی با نتایج حاصل از آزمایش زاندن (۲۰۱۶) براساس آزمون‌های آماری MSE و RMSE و میانگین خطای مدل‌سازی عددی برای پارامتر تغییرات پروفیل بستر مطابق جدول ۱۰ انجام شده است؛ که مطابق آن، مدل‌سازی در بستر مدل XBeach با استفاده از ماژول NH عملکرد بهتری نسبت به ماژول SB داشته است، به گونه‌یی که میانگین خطای مدل‌سازی عددی با ماژول NH معادل با ۱/۶۹٪ و با ماژول SB معادل با ۷/۱۶٪ بوده است.

جدول ۱۱. پارامترهای مدل عددی XBeach در راستای شبیه‌سازی مدل آزمایشگاهی ماسلینک.

توصیف پارامتر	گزینه‌ی انتخابی	پارامتر مدل
فعال‌سازی جریان آب زیرزمینی	۱	gwflow
شرایط جریان آب زیرزمینی: جریان آشفته	turbulent	gwscheme
رویکرد مدل‌سازی آب زیرزمینی: غیرهیدرواستاتیکی	۱	gwnonh
سهموی:تابع شکل تغییرات پروفیل تراز آب:	parabolic	gwheadmodal
هدایت هیدرولیکی خاک	۰/۱۵	Kx
محاسبه‌ی تغییرات مورفولوژی بستر در هر گام زمانی	۱	morfac
شرط کورانت: با توجه به هندسه‌ی مدل، سرعت بیشینه‌ی موج و طول گام مکانی (مش‌بندی)	۰/۷	CFL
متوسط دانه‌بندی ذرات بستر	۱۱	۵۰D
مشخصه‌ی دانه‌بندی بستر	۱۷	۹۰D

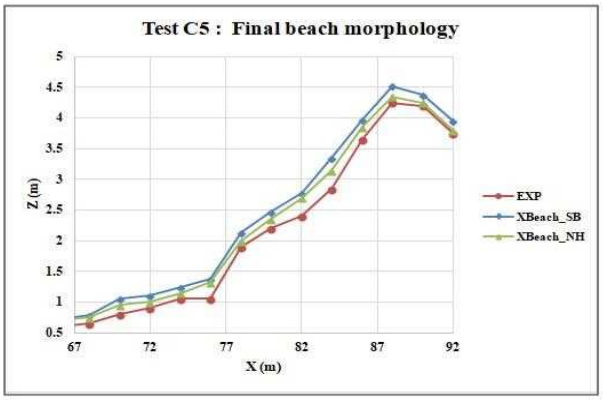


شکل ۲۱ . پلان و پروفیل بستر در مدل XBeach (ماسلینک، ۲۰۱۲).

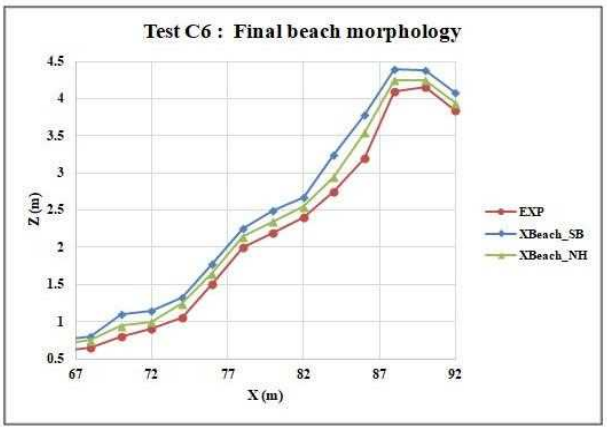
۳.۳ . مدل‌سازی عددی آزمایش ماسلینک (۲۰۱۲)

با توجه به مدل آزمایشگاهی ماسلینک، مدل‌سازی عددی براساس شرایط و خصوصیات مدل آزمایشگاهی در بستر مدل XBeach تعریف و پیاده‌سازی شده است. در مطالعه‌ی حاضر، ۲ مدل آزمایشگاهی C۶ و C۵ (مطابق جدول ۲) که به بررسی و ارزیابی مورفولوژی بستر و تعیین سطح آب زیرزمینی بین دریا و تالاب پرداخته است، مدل‌سازی عددی شده‌اند. مشخصات هندسی مدل عددی دقیقاً منطبق بر مدل آزمایشگاهی ماسلینک در مدل XBeach تعریف شده است. در شکل ۲۱، نمایی از پلان و پروفیل طولی مدل عددی ارائه شده است. در مدل عددی، شرایط ایجاد امواج براساس مدل آزمایشگاهی تعریف شده است، لذا امواج نامنظم با طیف موج JONSWAP، که دارای ارتفاع مشخص H_s و دوره‌ی تناوب پیک T_P بودند (مطابق با مدل آزمایشگاهی) در نظر گرفته شده‌اند. همچنین میزان عمق آب در دریا و تالاب جهت ارزیابی شرایط مختلف لحاظ شده است. پارامترهای اصلی در مدل عددی XBeach در جدول ۱۱ ارائه شده است.

با توجه به پارامترهای ارائه‌شده برای به‌کارگیری مدل XBeach، که درراستای کالیبراسیون مدل تعریف شده است، هریک از آزمون‌های C۵ و C۶ در بستر XBeach شبیه‌سازی و نتایج حاصل براساس عملکرد دو ماژول



شکل ۲۲. نتایج حاصل از مدل‌سازی آزمون C۵.



شکل ۲۳. نتایج حاصل از مدل‌سازی آزمون C۶ .

SB, NH اخذ شده است. این تذکر لازم است که مدت زمان مدل‌سازی عددی براساس مدل آزمایشگاهی معادل با ۹۰ دقیقه (۵۴۰۰ s) بوده است.

در آزمون‌های آزمایشگاهی و به تبع آن در مدل‌سازی عددی، میزان تغییرات مورفولوژی بستر به عنوان یکی از اصلی‌ترین خروجی‌های مدنظر ارزیابی شده است

نتایج حاصل از میزان تغییرات مورفولوژی در دو آزمون C۵ و C۶ به ترتیب در شکل‌های ۲۲ و ۲۳ مشاهده می‌شود؛ که مطابق آن‌ها، تغییرات پروفیل بستر براساس نتایج آزمون آزمایشگاهی و مدل‌سازی عددی با دو ماژول SB

جدول ۱۲. آزمون‌های آماری و میانگین خطای مدل‌سازی_ آزمون C۵.

ماژول	MSE	RMSE	Mean Err. (%)
XBeach- SB	۰/۰۷	۰/۲۷	۱۸/۴۵
XBeach- NH	۰/۰۳	۰/۱۷	۱۱/۷۳

جدول ۱۳. آزمون‌های آماری و میانگین خطای مدل‌سازی_ آزمون C۶.

ماژول	MSE	RMSE	Mean Err. (%)
XBeach- SB	۰/۰۹	۰/۳۰	۱۹/۳۰
XBeach- NH	۰/۰۳	۰/۱۶	۱۱/۴۵

و NH در مدل XBeach به ترتیب برای آزمون‌های C۵ و C۶ ارائه شده است.

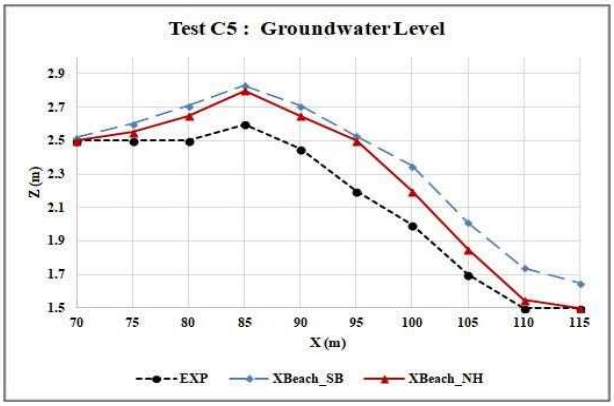
همچنین به جهت ارزیابی کمّی و بررسی عملکرد مدل‌سازی عددی، نتایج حاصل از مقایسه‌ها بر پایه‌ی آزمون‌های آماری MSE، RMSE، و میانگین خطای مدل‌سازی عددی براساس دو ماژول SB و NH نسبت به آزمون‌های آزمایشگاهی C۵ و C۶ و ارزیابی میزان خطای مدل‌سازی عددی در جدول‌های ۱۲ و ۱۳ ارائه شده است.

با ارزیابی نتایج حاصل از مدل‌سازی دو آزمون C۵ و C۶ (مطابق جدول‌های ۱۲ و ۱۳) مشخص می‌شود که میزان خطای مدل‌سازی با بهره‌گیری از مدل XBeach ماژول SB معادل با ۱۸/۴۵٪ برای آزمون C۵ و ۱۹/۳۰٪ برای آزمون C۶ بوده است، در حالی که میزان خطا با آستفاده از ماژول NH معادل با ۱۱/۷۳٪ و ۱۱/۴۵٪ به ترتیب برای آزمون‌های C۵ و C۶ بوده است. براساس نتایج به‌دست‌آمده مشخص می‌شود که ماژول NH عملکرد بهتری در مدل‌سازی مدل آزمایشگاهی ماسلینک (۲۰۱۲) نسبت به ماژول SB داشته است، اگرچه میزان خطای مدل‌سازی با هر دو ماژول خطای بزرگ و قابل توجهی (بیشتر از ۱۰٪) بوده است، که علت این مورد را باید در شرایط مدل‌سازی، حضور تالاب، و وجود جریان آب زیرزمینی در مدل بررسی کرد.

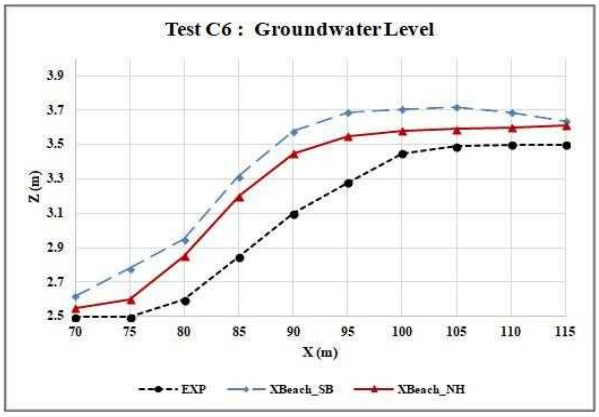
جهت ارزیابی عملکرد مدل XBeach در پژوهش حاضر، علاوه‌بر بررسی تغییرات مورفولوژی بستر، سطح تراز آب زیرزمینی بحث و بررسی شده است. یکی از نقص‌های مدل XBeach که به صراحت در راهنمای کاربری (راهنمای مدل XBeach) و مطالعات انجام‌شده توسط پژوهشگران مختلف،[۴۷-۵۰] اشاره شده است،

خطای فازی در هنگام نفوذ/ تراوش آب به آبخوان بوده است. بر این اساس، میزان تغییرات تراز آب زیرزمینی در دو مدل C۵ و C۶ ارزیابی شده است.

در دو مدل C۵ و C۶، همه‌ی مشخصات مدل‌سازی کاملاً یکسان بوده و فقط پارامتر عمق آب در تالاب متغیر بوده است، به گونه‌یی که در مدل C۵، عمق



شکل ۲۴. ارزیابی تغییرات سطح آب زیرزمینی_ آزمون C۵.



شکل ۲۵. ارزیابی تغییرات سطح آب زیرزمینی_ آزمون C۶.

جدول ۱۴. ارزیابی خطای مدل‌سازی براساس تراز آب زیرزمینی_ آزمون C۵.

	سطح آب زیرزمینی		
آزمون C۵	MSE	RMSE	Mean Err. (%)
XBeach- SB	XBeach- SB	۰/۲۶۵	۱۲/۳۲
XBeach- NH	XBeach- NH	۰/۱۸۰	۷/۴۶

تالاب معادل با ۱/۵ متر بوده است، که نسبت به عمق آب دریا که معادل با ۲/۵ متر بوده است، سطح پایین‌تری داشته و در مدل C۶ عمق آب در تالاب ۳/۵ متر بوده است. در شکل‌های ۲۴ و ۲۵، میزان تغییرات سطح آبخوان در دو مدل C۵ و C۶ مشاهده می‌شود؛ که مطابق آن‌ها، گراف مشکی، بیانگر سطح آب زیرزمینی در مدل آزمایشگاهی ماسلینک، گراف آبی، نتایج حاصل از مدل‌سازی با ماژول SB، و گراف قرمز، بیانگر تراز آب زیرزمینی براساس مدل‌سازی با ماژول NH بوده است.

براساس نتایج حاصل از شبیه‌سازی آزمون C۵ (مطابق جدول ۱۴) مشخص می‌شود که میزان خطای مدل‌سازی (محاسبه‌ی تراز آب زیرزمینی) براساس ماژول SB معادل با ۱۲/۳۲٪ و براساس ماژول NH معادل با ۷/۴۶٪ بوده است.

جدول ۱۵. ارزیابی خطای مدل‌سازی براساس تراز آب زیرزمینی_آزمون C۶.

سطح آب زیرزمینی			
آزمون C۶	MSE	RMSE	Mean Err. (%)
XBeach- SB	۰/۱۲۲	۰/۳۴۹	۱۰/۲۸
XBeach- NH	۰/۰۵۳	۰/۲۳۱	۶/۴۵

با توجه به نتایج حاصل از مدل‌سازی آزمون C۶ (جدول ۱۵) مشخص می‌شود که میزان خطای مدل‌سازی تراز آب زیرزمینی براساس ماژول SB معادل با ۱۰/۲۸٪ و براساس مدل‌سازی با ماژول NH معادل با ۶/۵۴٪ بوده است. با ارزیابی نتایج حاصل از مدل‌سازی دو آزمون C۵ وC۶ و بررسی تغییرات تراز آب زیرزمینی مشخص می‌شود که ماژول NH، دقت بالاتری در محاسبه‌ی تراز آب زیرزمینی نسبت به ماژول SB داشته است. شبیه‌سازی فعل- انفعالات نیز بین آب دریا و آبخوان بوده است.

۴. جمع‌بندی

در پژوهش حاضر، به جهت ارزیابی عملکرد مدل XBeach در مدل‌سازی فرایندهای هیدرودینامیک و مورفودینامیک سواحل، مطالعات جامعی با استفاده از ۳ مدل آزمایشگاهی انجام شده است. در هر مدل عددی پس از کالیبراسیون و حساسیت‌سنجی آن، عملکرد XBeach براساس نتایج حاصل از مدل‌سازی با دو ماژول SB و NH نسبت به نتایج به‌دست‌آمده از آزمون‌های آزمایشگاهی مقایسه و بررسی شده است.

با ارزیابی نتایج حاصل از مدل‌سازی عددی آزمایش دمیربیلک (۲۰۰۷)، مشخص شد که در شرایط اعمال باد بر ساحل، میزان تغییرات تراز سطح آب در شبیه‌سازی با هر دو ماژول SB, NH، دقت قابل‌قبولی داشته است، به گونه‌یی که میانگین خطای مدل‌سازی با هردو ماژول حدوداً ۱٪ بوده است. همچنین نتایج حاصل نشان داد که در مدل‌سازی تحت شرایط اعمال موج و اعمال توأماً موج و باد، ماژول NH عملکرد بهتری نسبت به ماژول SB داشته است. در شرایط اعمال موج، خطای مدل‌سازی با ماژول SB معادل با ۴/۸۹٪ و با ماژول NH معادل با ۱/۳۵٪ بوده است. در شرایط اعمال توأماً موج و باد، میزان میانگین خطای مدل‌سازی نسبت به تغییرات تراز سطح آب با ماژول SB معادل با ۶/۲۱٪ و با ماژول NH معادل با ۲/۴۴٪ بوده است.

نتایج حاصل از مدل‌سازی عددی آزمایش زاندن (۲۰۱۶) نشان داد که ماژول NH مدل XBeach، عملکرد بهتری نسبت به ماژول SB در مدل‌سازی تغییرات پروفیل بستر فرسایش‌پذیر داشته است، به گونه‌یی که میزان میانگین خطای مدل‌سازی با ماژول SB معادل با ۷/۱۶٪ و با ماژول NH معادل با ۱/۶۹٪ بوده است. همچنین نتایج حاصل از مدل‌سازی آزمایش زاندن با ماژول NH نشان داد که مدل XBeach، توانایی بالایی در مدل‌سازی فرآیندهای مورفولوژیک ساحل داشته است.

مدل سوم آزمایشگاهی نیز که با بهره‌گیری از XBeach مدل‌سازی عددی شده است، آزمایش ماسلینک (۲۰۱۲) بوده است؛ که به سبب شرایط خاص مدل‌سازی (وجود تالاب در پشت ساحل، جریان آب زیرزمینی، تغییرات تراز سطح آبخوان)، اهمیت ویژه‌یی در ارزیابی عملکرد مدل XBeach داشته است. در پژوهش حاضر دو مدل آزمایشگاهی (C۵ و C۶)، که شرایط خاص مدل‌سازی داشته‌اند، با استفاده از دو ماژول NH و SB در بستر XBeach مدل‌سازی عددی شده‌اند. نتایج نشان داد که در هر دو مدل، ماژول NH عملکرد بهتری نسبت به ماژول SB در شبیه‌سازی تغییرات پروفیل بستر داشته است؛ به گونه‌یی که میزان خطای مدل‌سازی با استفاده از ماژول SB معادل با ۱۸/۴۵٪ برای آزمون C۵ و ۱۹/۳۰٪ برای آزمون C۶ در بستر XBeach بوده است، در حالی که میزان خطا با بهره‌گیری از ماژول NH معادل با ۱۱/۷۳٪ و ۱۱/۴۵٪ به ترتیب برای آزمون‌های C۵ و C۶ بوده است. براساس نتایج حاصل مشخص می‌شود که ماژول NH عملکرد بهتری در مدل‌سازی مدل آزمایشگاهی ماسلینک (۲۰۱۲)، نسبت به ماژول SB داشته است، اگرچه میزان خطای مدل‌سازی با هر دو ماژول خطای بزرگ و قابل توجهی (بیشتر از ۱۰٪) بوده است. همچنین در پژوهش حاضر سطح تراز آب زیرزمینی در دو مدل C۵ و C۶ ارزیابی شده و میزان خطای مدل‌سازی (محاسبه‌ی تراز آب زیرزمینی) در مدل C۵ براساس ماژول SB معادل با ۱۲/۳۲٪ و براساس ماژول NH معادل با ۷/۴۶٪ بوده است، همچنین میزان خطای مدل‌سازی تراز آب زیرزمینی در مدل C۶ براساس ماژول SB معادل با ۱۰/۲۸٪ و براساس مدل‌سازی با ماژول NH معادل با ۶/۵۴٪ بوده است.

از اصلی‌ترین نتایج حاصل در پژوهش حاضر، تأیید نقص مدل XBeach (خطای فازی در هنگام نفوذ/ تراوش آب به آبخوان) در شبیه‌سازی فعل- انفعالات بین آب دریا و آبخوان بوده است (با توجه به نتایج حاصل از مدل‌سازی آزمایش ماسلینک (۲۰۱۲)).

با ارزیابی نتایج حاصل از پژوهش حاضر مشخص شده است که مدل کد باز XBeach عملکرد قابل‌قبولی در مدل‌سازی فرایندهای هیدرودینامیک و مورفودینامیک در ناحیه‌ی سواش سواحل داشته است، همچنین شبیه‌سازی با ماژول NH نسبت به ماژول SB، عملکرد بهتری با توجه به تئوری محاسبات در تجزیه و تحلیل امواج بلند و کوتاه داشته است. علاوه‌بر این مشخص شد که نقص موجود در مدل XBeach (خطای فازی در هنگام نفوذ/ تراوش آب به آبخوان) منجر به گسترش خطای مدل‌سازی عددی در محاسبه‌ی تغییرات پروفیل بستر و تراز سطح آبخوان شده است، این مهم به عنوان یکی از زمینه‌های پژوهشی در راستای توسعه‌ی مدل و رفع خطای فازی برای مطالعات آتی پیشنهاد می‌شود.

Refernces- منابع

1. Elsayed Abdelaal, S.M., 2017. Breaching of Coastal Barriers under Extreme Storm Surges and Implications for Groundwater Contamination. https://doi.org/10.13140/RG.2.1.4199.0644.
2. Masselink, G. and Russell, P., 2006. Flow velocities, sediment transport and morphological change in the swash zone of two contrasting beaches. *Marine Geology, 227*(3-4), pp.227-240. https://doi.org/10.1016/j.margeo.2005.11.005
3. Elsayed, S.M. and Oumeraci, H., 2015. Breaching of coastal barriers under extreme storm surges and implications for groundwater contamination: Improvement and Extension of the XBeach Model to Account for New Physical Processes *(No. 1073). Internal Report.*
4. Shin, S. and Cox, D., 2006. Laboratory observations of inner surf and swash-zone hydrodynamics on a steep slope. *Continental Shelf Research, 26*(5), pp.561-573. https://doi.org/10.1016/j.csr.2005.10.005
5. Brocchini, M., & Baldock, T. E. (2008). Recent advances in modeling swash zone dynamics: Influence of surf-swash interaction on nearshore hydrodynamics and morphodynamics. *Reviews of Geophysics, 46*(3). https://doi.org/10.1029/2006RG000215
6. Chardón-Maldonado, P., Pintado-Patiño, J.C. and Puleo, J.A., 2016. Advances in swash-zone research: Small-scale hydrodynamic and sediment transport processes. *Coastal Engineering, 115,* pp.8-25. https://doi.org/10.1016/j.coastaleng.2015.10.008
7. Larson, M., Kubota, S. and Erikson, L., 2004. Swash-zone sediment transport and foreshore evolution: field experiments and mathematical modeling. *Marine geology, 212*(1-4), pp.61-79. https://doi.org/10.1016/j.margeo.2004.08.004
8. Puleo, J.A., Krafft, D., Pintado-Patiño, J.C. and Bruder, B., 2017. Video-derived near bed and sheet flow sediment particle velocities in dam-break-driven swash. *Coastal Engineering, 126*, pp.27-36.
9. Puleo, J.A., Cristaudo, D., Torres-Freyermuth, A., Masselink, G. and Shi, F., 2020. The role of alongshore flows on inner surf and swash zone hydrodynamics on a dissipative beach. *Continental Shelf Research, 201,* p.104134.. https://doi.org/10.1016/j.csr.2020.104134
10. Puleo, J.A., Lanckriet, T.K. and Blenkinsopp, C., 2014. Bed level fluctuations in the inner surf and swash zone of a dissipative beach. *Marine geology, 349,* pp.99-112. https://doi.org/10.1016/j.margeo.2014.01.006
11. van der Zanden, J., Alsina, J.M., Cáceres, I., Buijsrogge, R.H. and Ribberink, J.S., 2015. Bed level motions and sheet flow processes in the swash zone: Observations with a new conductivity-based concentration measuring technique (CCM+). *Coastal Engineering, 105,* pp.47-65. https://doi.org/10.1016/j.coastaleng.2015.08.009
12. Heiss, J.W., Ullman, W.J. and Michael, H.A., 2014. Swash zone moisture dynamics and unsaturated infiltration in two sandy beach aquifers. *Estuarine, Coastal and Shelf Science, 143,* pp.20-31. https://doi.org/10.1016/j.ecss.2014.03.015
13. Hughes, M.G. and Moseley, A.S., 2007. Hydrokinematic regions within the swash zone. *Continental Shelf Research, 27*(15), pp.2000-2013. https://doi.org/ 10.1016/j.csr.2007.04.005
14. Hughes, M.G. and Moseley, A.S., 2007. Hydrokinematic regions within the swash zone. *Continental Shelf Research, 27*(15), pp.2000-2013. https://doi.org/ 10.1016/j.csr.2007.04.005
15. Hoecker-Martínez, M.S. and Smyth, W.D., 2012. Trapping of gyrotactic organisms in an unstable shear layer. *Continental Shelf Research, 36,* pp.8-18. https://doi.org/10.1016/j.csr.2012.01.003
16. Alsina, J.M., Cáceres, I., Brocchini, M. and Baldock, T.E., 2012. An experimental study on sediment transport and bed evolution under different swash zone morphological conditions. *Coastal Engineering, 68,* pp.31-43. https://doi.org/10.1016/j.coastaleng.2012.04.008
17. Chen, B.T., Kikkert, G.A., Pokrajac, D. and Dai, H.J., 2016. Experimental study of bore-driven swash–swash interactions on an impermeable rough slope. *Coastal Engineering, 108,* pp.10-24. https://doi.org/10.1016/j.coastaleng.2015.10.010
18. Alsina, J.M., Padilla, E.M. and Cáceres, I., 2016. Sediment transport and beach profile evolution induced by bi-chromatic wave groups with different group periods. *Coastal Engineering, 114,* pp.325-340. https://doi.org/10.1016/j.coastaleng.2016.04.020
19. Shi, F., Kirby, J.T., Harris, J.C., Geiman, J.D. and Grilli, S.T., 2012. A high-order adaptive time-stepping TVD solver for Boussinesq modeling of breaking waves and coastal inundation. Ocean Modelling, 43, pp.36-51. https://doi.org/10.1016/j.ocemod.2011.12.004
20. Zijlema, M., Stelling, G. and Smit, P., 2011. SWASH: An operational public domain code for simulating wave fields and rapidly varied flows in coastal waters. *Coastal Engineering, 58*(10), pp.992-1012. https://doi.org/10.1016/j.coastaleng.2011.05.015
21. Rafati, Y., Hsu, T.J., Elgar, S., Raubenheimer, B., Quataert, E. and van Dongeren, A., 2021. Modeling the hydrodynamics and morphodynamics of sandbar migration events. *Coastal Engineering, 166,* p.103885.

beaches with XBeach-G. *Coastal Engineering, 91*, pp.231-250. https://doi.org/10.1016/j.coastaleng.2014.06.007

32. Poate, T.G., McCall, R.T. and Masselink, G., 2016. A new parameterisation for runup on gravel beaches. *Coastal Engineering, 117*, pp.176-190. https://doi.org/10.1016/j.coastaleng.2016.08.003
33. Roelvink, D., McCall, R., Mehvar, S., Nederhoff, K. and Dastgheib, A., 2018. Improving predictions of swash dynamics in XBeach: The role of groupiness and incident-band runup. *Coastal Engineering, 134*, pp.103-123. https://doi.org/10.1016/j.coastaleng.2017.07.004
34. Pearson, S.G., Storlazzi, C.D., Van Dongeren, A.R., Tissier, M.F.S. and Reniers, A.J.H.M., 2017. A Bayesian-based system to assess wave-driven flooding hazards on coral reef-lined coasts. *Journal of Geophysical Research: Oceans, 122*(12), pp.10099-10117.https://doi.org/10.1002/2017JC013204
35. Lashley, C.H., Roelvink, D., van Dongeren, A., Buckley, M.L. and Lowe, R.J., 2018. Nonhydrostatic and surfbeat model predictions of extreme wave run-up in fringing reef environments. *Coastal Engineering, 137*, pp.11-27. https://doi.org/10.1016/j.coastaleng.2018.03.007
36. Klaver, S., Nederhoff, C.M., Giardino, A., Tissier, M.F.S., Van Dongeren, A.R. and Van Der Spek, A.J.F., 2019. Impact of coral reef mining pits on nearshore hydrodynamics and wave runup during extreme wave events. *Journal of Geophysical Research: Oceans, 124*(4), pp.2824-2841. https://doi.org/10.1029/2018JC014165
37. Ruffini, G., Briganti, R., Alsina, J.M., Brocchini, M., Dodd, N. and McCall, R., 2020. Numerical modeling of flow and bed evolution of bichromatic wave groups on an intermediate beach using nonhydrostatic XBeach. *Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering, 146*(1), p.04019034. https://doi.org/10.1061/(ASCE)WW.1943-5460.0000530
38. De Beer, A.F., McCall, R.T., Long, J.W., Tissier, M.F.S. and Reniers, A.J.H.M., 2021. Simulating wave runup on an intermediate–reflective beach using a wave-resolving and a wave-averaged version of XBeach. *Coastal Engineering, 163*, p.103788. https://doi.org/10.1016/j.coastaleng.2020.103788
39. Ions, K., Karunarathna, H., Reeve, D.E. and Pender, D., 2021. Gravel barrier beach morphodynamic response to extreme conditions. *Journal of Marine*

https://doi.org/10.1016/j.coastaleng.2021.103885

22. Lesser, G.R., Roelvink, J.V., van Kester, J.T.M. and Stelling, G.S., 2004. Development and validation of a three-dimensional morphological model. *Coastal engineering, 51*(8-9), pp.883-915. https://doi.org/10.1016/j.coastaleng.2004.07.014
23. Warner, J.C., Armstrong, B., He, R. and Zambon, J.B., 2010. Development of a coupled ocean–atmosphere–wave–sediment transport (COAWST) modeling system. *Ocean modelling, 35*(3), pp.230-244. https://doi.org/10.1016/j.ocemod.2010.07.010
24. Roelvink, D., Reniers, A., Van Dongeren, A.P., De Vries, J.V.T., McCall, R. and Lescinski, J., 2009. Modelling storm impacts on beaches, dunes and barrier islands. *Coastal engineering, 56*(11-12), pp.1133-1152. https://doi.org/10.1016/j.coastaleng.2009.08.006
25. Roelvink, D., McCall, R., Mehvar, S., Nederhoff, K. and Dastgheib, A., 2018. Improving predictions of swash dynamics in XBeach: The role of groupiness and incident-band runup. *Coastal Engineering, 134*, pp.103-123. https://doi.org/10.1016/j.coastaleng.2017.07.004.
26. Ruessink, B.G., Kleinhans, M.G. and Van den Beukel, P.G.L., 1998. Observations of swash under highly dissipative conditions. *Journal of Geophysical Research: Oceans, 103*(C2), pp.3111-3118. https://doi.org/10.1029/97JC02791
27. Stockdon, H.F., Thompson, D.M., Plant, N.G. and Long, J.W., 2014. Evaluation of wave runup predictions from numerical and parametric models. *Coastal Engineering, 92*, pp.1-11. https://doi.org/10.1016/j.coastaleng.2014.06.004
28. Palmsten, M.L. and Splinter, K.D., 2016. Observations and simulations of wave runup during a laboratory dune erosion experiment. *Coastal Engineering, 115*, pp.58-66. https://doi.org/10.1016/j.coastaleng.2016.01.007
29. Cohn, N. and Ruggiero, P., 2016. The influence of seasonal to interannual nearshore profile variability on extreme water levels: Modeling wave runup on dissipative beaches. *Coastal Engineering, 115*, pp.79-92. https://doi.org/10.1016/j.coastaleng.2016.01.006
30. Lerma, A.N., Pedreros, R., Robinet, A. and Sénéchal, N., 2017. Simulating wave setup and runup during storm conditions on a complex barred beach. *Coastal Engineering, 123*, pp.29-41. https://doi.org/10.1016/j.coastaleng.2017.01.011
31. McCall, R.T., Masselink, G., Poate, T.G., Roelvink, J.A., Almeida, L.P., Davidson, M. and Russell, P.E., 2014. Modelling storm hydrodynamics on gravel

Science and Engineering, *9*(2), p.135. https://doi.org/10.3390/jmse9020135

40. Chen, W., Van Der Werf, J.J. and Hulscher, S.J.M.H., 2023. A review of practical models of sand transport in the swash zone. *Earth-Science Reviews*, *238*, p.104355. https://doi.org/10.1016/j.earscirev.2023.104355
41. Larson, M. and Kraus, N.C., 1989. SBEACH: numerical model for simulating storm-induced beach change. Report 1, Emperical foundation and model development.
42. Lesser, G.R., Roelvink, J.V., van Kester, J.T.M. and Stelling, G.S., 2004. Development and validation of a three-dimensional morphological model. *Coastal engineering*, *51*(8-9), pp.883-915. https://doi.org/10.1016/j.coastaleng.2004.07.014
43. Ruessink, B.G., Kuriyama, Y., Reniers, A.J.H.M., Roelvink, J.A. and Walstra, D.J.R., 2007. Modeling cross-shore sandbar behavior on the timescale of weeks. *Journal of Geophysical Research: Earth Surface*, *112*(F3). https://doi.org/10.1029/2006JF000730
44. Kobayashi, N., 2009. Documentation of cross-shore numerical model CSHORE 2009. Res. Rep. No. CACR-09, 6.
45. Berard, N.A., Mulligan, R.P., da Silva, A.M.F. and Dibajnia, M., 2017. Evaluation of XBeach performance for the erosion of a laboratory sand dune. *Coastal Engineering*, *125*, pp.70-80. https://doi.org/10.1016/j.coastaleng.2017.04.002
46. Demirbilek, Z., Nwogu, O.G. and Ward, D.L., 2007. Laboratory study of wind effect on runup over fringing reefs, Report 1: data report. https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-950X(1983)109:4(380)
47. van der Zanden, J., 2016. Sand transport processes in the surf and swash zones. https://doi.org/10.3990/1.9789036542456
48. Masselink, G. and Turner, I.L., 2012. Large-scale laboratory investigation into the effect of varying back-barrier lagoon water levels on gravel beach morphology and swash zone sediment transport. *Coastal Engineering*, *63*, pp.23-38. https://doi.org/10.1016/j.coastaleng.2011.12.007
49. Roelvink, D., Reniers, A.J.H.M., Van Dongeren, A.P., Van Thiel de Vries, J., Lescinski, J. and McCall, R., 2010. XBeach model description and manual. *Unesco-IHE Institute for Water Education, Deltares and Delft University of Tecnhology. Report June*, *21*, p.2010.
50. McCall, R.T., Masselink, G., Poate, T.G., Roelvink, J.A., Almeida, L.P., Davidson, M. and Russell, P.E., 2014. Modelling storm hydrodynamics on gravel beaches with XBeach-G. *Coastal Engineering*, *91*, pp.231-250. https://doi.org/10.1016/j.coastaleng.2014.06.007
51. Pinault, J., Morichon, D., Delpey, M. and Roeber, V., 2022. Field observations and numerical modeling of swash motions at an engineered embayed beach under moderate to energetic conditions. *Estuarine, Coastal and Shelf Science*, *279*, p.108143. https://doi.org/10.1016/j.ecss.2022.108143
52. Clément, J.B., Sous, D., Bouchette, F., Golay, F. and Ersoy, M., 2023. A Richards' equation-based model for wave-resolving simulation of variably-saturated beach groundwater flow dynamics. *Journal of Hydrology*, *619*, p.129344. https://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2023.129344

مهندسی عمران شریف، (پاییز ۱۴۰۳)
دوره‌ی ۴۰، شماره‌ی ۳، صص.۱۳۸-۱۵۲، (پژوهشی)

Original Article

بررسی آزمایشگاهی رفتار اتصال‌های کف‌ستون‌ها به همرا میل‌مهارهای جوش‌شده بدون خروج از مرکزیت با استفاده از روش همبستگی تصاویر دیجیتال

ایمان کرمی (کارشناس ارشد)
سید رسول میرقادری (استاد)
امیررضا قیامی آزاد* (استادیار)
محمود علی (دانشجوی دکتری)
دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشکدگان فنی، دانشگاه تهران، تهران.

در اتصال‌های کف‌ستون متداول، با خمیری‌شدن میل‌مهارها و عدم تماس بین ورق کف‌ستون و بتن در حین بارگذاری، پینچینگ در نمودار هیسترزیس رخ می‌دهد. هدف پژوهش حاضر، ایجاد نوعی اتصال جوشی میل‌مهار زیر ورق کف‌ستون جهت ایجاد باربری لحظه‌یی در میل‌مهارها بدون خروج از مرکزیت نسبت به بال ستون است. بنابراین، جهت بررسی مقاومت، ۴ نوع اتصال جوشی تحت کشش، شامل: جوش گوشه‌ی ویژه، جوش شیاری با نفوذ کامل، جوش شیاری استوانه‌یی، و جوش شیاری مخروطی از اتصال **T**- شکل طراحی‌شده مطابق با ضوابط آیین‌نامه‌ها و مدهای گسیختگی استفاده شده است. ظرفیت، نوع شکست، و میدان کرنش اتصال جوشی میل‌مهار در هر نمونه با حالت‌های مختلف به کمک روش همبستگی تصاویر دیجیتال سنجیده شده‌اند. در نتیجه، اتصال‌های جوشی تقریباً توانایی تحمل ظرفیت نهایی میل‌مهارها را داشتند و تا آخرین لحظه از بارگذاری، در حالت کشسان باقی ماندند. البته شکست میل‌مهارهای پُرمقاومت در ناحیه‌ی **HAZ**، پدیده‌ی مهمی است، که از طریق عملیات پیش‌گرمایش و پس‌گرمایش قابلیت کنترل دارند. همچنین جوش گوشه‌ی ویژه از لحاظ هزینه و سهولت اجرا نسبت به بقیه‌ی اتصال‌های جوشی، در اولویت اول قرار دارد.

imankarami@ut.ac.ir
rmirghaderi@ut.ac.ir
rghiami@ut.ac.ir
mahmoud.ali@ut.ac.ir

واژگان کلیدی: اتصال کف‌ستون، اتصال **T**- شکل، روش جزء، جوش شیاری، جوش گوشه، میل‌مهار، همبستگی تصاویر دیجیتال.

۱. مقدمه

امروزه اتصال‌های کف‌ستون متداول، یکی از مهم‌ترین قسمت‌های سازه‌ی فولادی هستند، که نقش مهمی در انتقال نیروهای سازه به فونداسیون دارند. ورق کف‌ستون، وظیفه‌ی انتقال تنش‌های فشاری وارده از طرف ستون به فونداسیون را به‌صورت تدریجی و کاهش داده‌شده دارد. بررسی‌های انجام‌شده در مورد خرابی‌های زلزله، توسط ترمبلی[۱] و همکاران (۱۹۹۵) نشان دادند که اتصال‌های کف‌ستون نمایان متداول در مقابل مدهای گسیختگی، از قبیل: شکست جوش، تسلیم ورق کف‌ستون، شکست میل‌مهار، و خردشدگی گروت، آسیب‌پذیر هستند.[۱] لاتور و ریزانو[۲] (۲۰۱۳) و لیم[۳] و همکاران (۲۰۱۷)، در ارزیابی‌های عددی متعددی که انجام دادند، دریافتند که فرض مفصلی یا گیردار کامل برای اتصال‌های کف‌ستون متداول صحیح نیستند و اتصال‌های کف‌ستون، رفتار نیمه‌گیردار دارند.[۲ و ۳] در سیستم‌های قاب خمشی، ستون‌ها و اتصال‌های کف‌ستون تحت نیروهای محوری و جانبی شکل ۱ قرار می‌گیرند. مطابق با شکل (۱- الف)، نیروهای جانبی وارد بر ستون، در اتصال کف‌ستون از طریق نیروی کششی میل‌مهار و تنش فشاری ایجادشده زیر ورق کف‌ستون به فونداسیون منتقل می‌شوند. روداس[۴] و همکاران (۲۰۱۶) نتیجه گرفتند که با افزایش نیروی جانبی اعمال‌شده به ستون مطابق با شکل (۱- الف)، در ابتدا تسلیم خمشی ورق کف‌ستون و سپس تسلیم میل‌مهارهای کششی که باعث ایجاد گپ بین ورق کف‌ستون و گروت می‌شوند، رخ می‌دهند. به همین دلیل، پینچینگ[۵] در نمودار هیسترزیس تحت بارگذاری دوره‌یی رخ می‌دهد و پارامترهای سختی و مقاومت اتصال در حین باربرداری به‌دلیل عدم تماس نیرویی بین ورق کف‌ستون و میل‌مهار، تحت تأثیر قرار می‌گیرند.[۴]

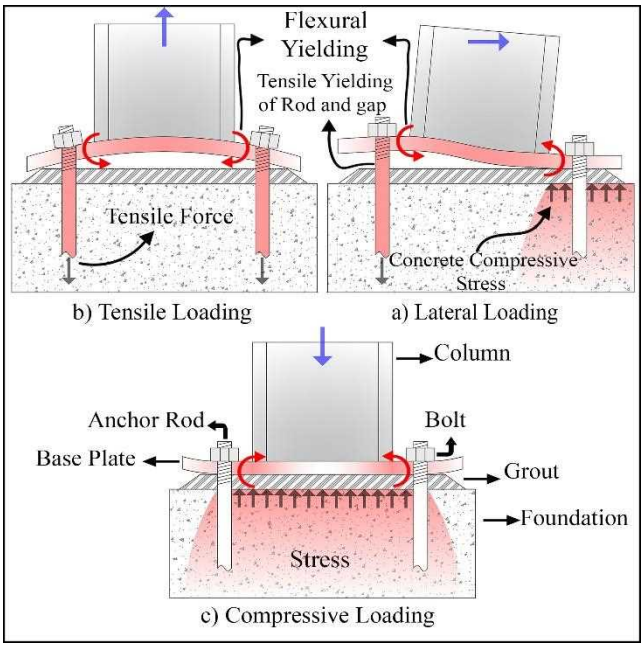
وجود نقص و ناپایداری در مسیر انتقال نیرو از سازه به فونداسیون، منجر به خرابی در سازه می‌شود. مطابق با پژوهش آستانه اصل[۶] (۲۰۰۸) و شکل (۱- ب)، نیروی

* نویسنده مسئول

تاریخ‌دریافت: ۱۴۰۲/۰۸/۱۴، تاریخ‌اصلاحیه: ۱۴۰۲/۰۸/۲۶، تاریخ پذیرش: ۱۴۰۲/۰۹/۲۷.

استناد به این مقاله:
کرمی، ایمان، میرقادری، سید رسول، قیامی آزاد، امیررضا، و علی، محمود، ۱۴۰۳. بررسی آزمایشگاهی رفتار اتصال‌های کف‌ستون‌ها به همراه میل‌مهارهای جوش‌شده بدون خروج از مرکزیت با استفاده از روش همبستگی تصاویر دیجیتال ، مهندسی عمران شریف، ۴۰(۳)، صص ۱۳۸-۱۵۲ . DOI: 10.24200/j30.2024.63404.3271

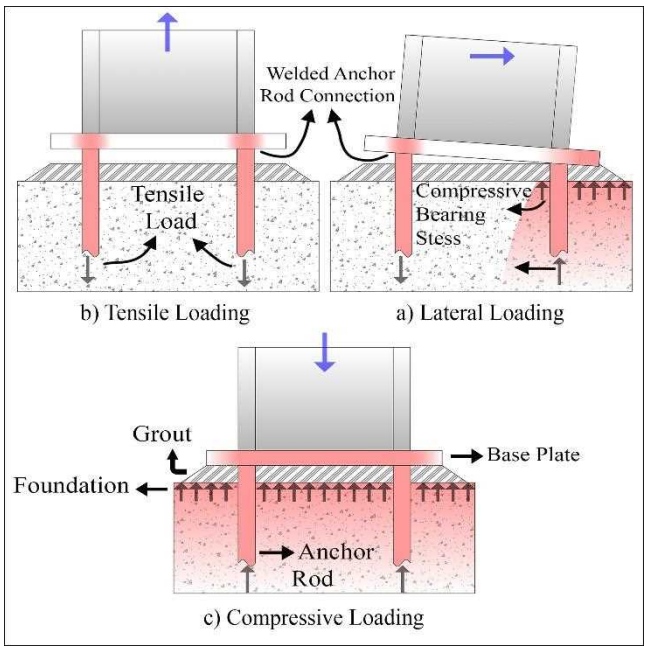
[۱] Tremblay
[۲] Latour & Rizzano
[۳] Lim
[۴] Rodas
[۵] Pinched
[۶] Astaneh-Asl



شکل ۱. مکانیزم انتقال نیرو در اتصال‌های کف‌ستون متداول
[بازتولیدشده از برخی منابع (۴ و ۵)].

کششی وارد بر ستون، باعث ایجاد تغییرشکل خمشی در ورق کف‌ستون و تغییرشکل کششی در میل‌مهار می‌شود و به‌دلیل تغییرشکل‌های ایجادشده، مقاومت اتصال کف‌ستون تحت تأثیر قرار می‌گیرد.[۵] همچنین مطابق با شکل (۱- ج)، نیروی فشاری وارد بر ستون، فقط از طریق ورق کف‌ستون به‌صورت تنش فشاری به فونداسیون بتنی منتقل و باعث خم‌شدن قسمت‌های کناری ورق کف‌ستون می‌شود. در این حالت، میل‌مهارها هیچ مشارکتی در انتقال نیروی فشاری به فونداسیون ندارند.[۵] گومز[۱] و همکاران (۲۰۱۰) در پژوهشی نشان دادند که عامل ایجاد پینچینگ، باعث کاهش انرژی مستهلک‌شده در نمودار هیسترزیس اتصال کف‌ستون شده است.[۶] مطابق با پژوهش‌های فهمی[۲] (۲۰۰۰) و روداس و همکاران (۲۰۱۶)، با افزایش نیروهای وارده، خرابی‌های گزارش‌شده در اتصال کف‌ستون‌های ضخیم، گسیختگی تُرد میل‌مهارها، و خردشدگی بتن بوده است. بنابراین، استفاده از کف‌ستون ضخیم جهت جلوگیری از تغییرشکل‌های خمشی ورق و افزایش مقاومت و سختی ورق نیز مودهای گسیختگی تُرد را در اتصال به همراه دارد.[۴ و ۷] نیروی برشی ستون نیز از طریق کلید برشی زیر ورق کف‌ستون، به فونداسیون منتقل می‌شود. البته علت ایجاد تمام تغییرشکل‌های خمشی اتصال‌های کف‌ستون متداول، وجود خروج از مرکزیت اجباری بین میل‌مهار و بال‌ستون است.

بنابراین، جهت حذف عامل ایجاد پینچینگ در نمودار هیسترزیس اتصال‌های کف‌ستون متداول و حذف خروج از مرکزیت میل‌مهار نسبت به بال‌ستون پیشنهاد شده است که میل‌مهارها به زیر ورق کف‌ستون دقیقاً در ناحیه‌ی زیرین بال ستون با اتصال‌های جوشی به صورت عمودی متصل شوند. مطابق با شکل (۲-الف)، با حذف خروج از مرکزیت بین میل‌مهار و بال ستون و قرارگرفتن میل‌مهارها زیر ناحیه‌ی بال‌ستون، میل‌مهارهای فشاری و کششی توسط اتصال‌های جوشی، نیروهای وارده از طرف ستون را بدون ایجاد خمش در ورق کف‌ستون، مستقیماً به فونداسیون منتقل می‌کنند. به‌دلیل اتصال پایدار



شکل ۲. مکانیزم انتقال نیرو در اتصال‌های کف‌ستون.

و همیشگی میل‌مهار به ورق کف‌ستون توسط اتصال‌های جوشی و فعال‌شدن باربری فشاری میل‌مهارها، عامل ایجاد پینچینگ از نمودار هیسترزیس اتصال حذف می‌شود.

در شکل ۲، پیکربندی اتصال‌های کف‌ستون‌ها با اتصال‌های جوشی میل‌مهار به زیر ورق کف‌ستون و چگونگی انتقال بارهای جانبی و محوری از لحاظ تئوری مشاهده می‌شود.

مطابق با شکل (۲- الف)، لنگرهای خمشی ناشی از نیروهای جانبی وارد بر ستون، توسط میل‌مهارهای کششی و فشاری و گروت به فونداسیون منتقل می‌شوند. در این حالت، تغییرشکل طولی در میل‌مهارهای کششی رخ می‌دهد، اما در هنگام بارگذاری خلاف جهت، برخلاف اتصال‌های کف‌ستون متداول، هیچ عدم تماسی بین میل‌مهار و ورق کف‌ستون به‌وجود نمی‌آید و بارگیری کششی و فشاری توسط میل‌مهارها در هر لحظه از بارگذاری دوره‌یی امکان‌پذیر است. به همین دلیل، حالت پینچینگ در نمودار هیسترزیس تحت بارگذاری‌های دوره‌یی رخ نمی‌دهد. مطابق با شکل (۲- ب)، نیروی کششی اعمال‌شده به ستون، کاملاً توسط تمام میل‌مهارهای کششی به بتن منتقل می‌شود و در ورق کف‌ستون در این حالت به‌دلیل عدم وجود خروج از مرکزیت بین میل‌مهار و بال‌ستون، برخلاف اتصال‌های کف‌ستون متداول، خمش و تغییرشکل خمشی در ورق تحت این نوع بارگذاری ایجاد نمی‌شود. همچنین مطابق با شکل (۲- ج)، نیروی فشاری واردشده بر ستون با مشارکت تمام میل‌مهارهای فشاری و ورق کف‌ستون به فونداسیون منتقل می‌شود.

میل‌مهارها در اتصال‌های کف‌ستون پیشنهادی در حین بارگذاری، یا تحت کشش مستقیم و یا تحت فشار مستقیم هستند. در میل‌مهارها و اتصال جوشی تحت نیروی فشاری، به‌دلیل اتکاء میل‌مهار به ورق و محصورشدگی جوش از طرف گروت و عدم کمانش میل‌مهار در بتن، هیچ‌گونه مد خرابی برای اتصال‌های جوشی تحت فشار مدنظر نیست. به همین دلیل، رفتار اتصال

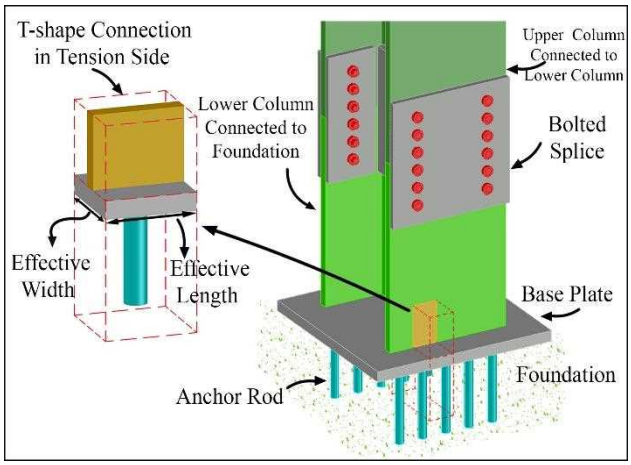
[۱] Gomez

[۲] Fahmy

جوشی تحت فشار کاملاً واضح است و نیازی به بررسی و ارزیابی مقاومت اتصال جوشی تحت فشار نیست. اما در اتصال جوشی تحت نیروی کششی، ممکن است خرابی یا کاهش مقاومت در اتصال یا میل‌مهار رخ دهد و میل‌مهار کششی به‌دلیل اثر پواسون از بدنه‌ی بتن جدا شود. بنابراین، بین اجزاء اتصال کف‌ستون پیشنهادی، اتصال‌های جوشی میل‌مهار به ورق تحت نیروی کششی، رفتار و پاسخ ناشناخته‌یی دارند.

بنابراین هدف اصلی از پژوهش حاضر، بررسی رفتار ناشناخته و مقاومت اتصال‌های جوشی تحت کشش است. جهت بررسی و ارزیابی مقاومت اتصال‌های جوشی، از اتصال T- شکل، که متشکل از بخشی از میل‌مهار، اتصال جوشی، ورق کف‌ستون، و بال ستون است، استفاده شده است. منظور از اتصال T- شکل، اتصال عمودی میل‌مهار بر ورق فولادی توسط اتصال‌های جوشی به همراه بال ستون است. بنابراین، جهت درک بهتر و واضح رفتار اتصال جوشی میل‌مهار به ورق کف‌ستون، باید قسمتی از اتصال کف‌ستون را جدا و تحت نیروی کششی بررسی کرد. آیین‌نامه‌ی Eurocode ۳،[۸] استفاده از روش جزء را برای تبدیل اتصال کف‌ستون مطابق با شکل ۳، به جزءهای کوچک‌تر تحت بارگذاری‌ها و موقعیت‌های مختلف پیشنهاد می‌دهد. در روش جزء[۱]، هر کدام از اجزا، نقش مهمی در تأمین مقاومت و سختی اتصال دارند. برای ستون‌های پیشنهادی با اتصال‌های میل‌مهارهای جوشی تحت لنگر خمشی، دو نوع جزء T- شکل از سمت فشاری اتصال کف‌ستون و دیگری از سمت کششی اتصال کف‌ستون حاصل می‌شوند. جزء کششی T- شکل، متشکل از میل‌مهار کششی، اتصال جوشی تحت کشش، ورق کف‌ستون، و بال‌ستون است و همچنین جزء فشاری T- شکل، متشکل از میل‌مهار فشاری، اتصال جوشی تحت فشار، ورق کف‌ستون، و بال‌ستون است.

براساس پژوهش انجام‌شده توسط وکیلی صادقی[۲] (۲۰۲۲) و همکاران، به‌دلیل محصورشدن میل‌مهار در بتن و عدم کمانش آن، جزء T- شکل کششی بحرانی‌تر از جزء T- شکل فشاری است.[۹] لذا به‌دلیل مشخص‌بودن رفتار و پاسخ اتصال‌های جوشی تحت فشار، از انجام آزمایش روی اتصال‌های جوشی تحت فشار صرف‌نظر شده است. همچنین، بررسی‌های دقیق عددی و آزمایشگاهی رفتار کلی اتصال کف‌ستون پیشنهادی به همراه اتصال‌های جوشی در مقیاس واقعی، خارج از بحث پژوهش حاضر است.



شکل ۳. اتصال کف‌ستون و قسمت جزء کششی T- شکل.

مطابق با شکل ۳، جزء T- شکل کششی از ورق کف‌ستون براساس ضوابط Eurocode ۳،[۸] به اندازه‌ی طول و عرض مؤثر از ورق کف‌ستون جدا شده است. مقدار طول و عرض مؤثر از طریق کمینه‌ی فاصله‌ی مجاز آیین‌نامه‌یی بین میل‌مهارها تعیین می‌شوند.

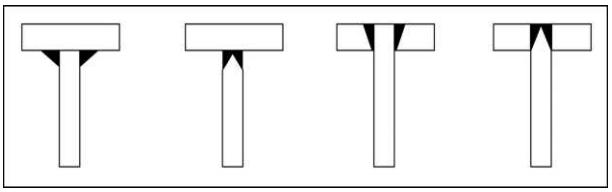
مطابق با شکل ۳، نحوه‌ی اجرای اتصال مذکور طوری است که در ابتدا میل‌مهارها به زیر ورق کف‌ستون در کارخانه جوش می‌شوند. در مرحله‌ی بعدی، قسمتی از ستون اصلی با ارتفاع مشخصی به ورق کف‌ستون در کارخانه جوش داده می‌شود. سپس، اتصال کف‌ستون آماده‌شده به محل ساخت سازه فرستاده می‌شود. بعد از نصب دقیق اتصال در محل فونداسیون و بتن‌ریزی، ستون‌های اصلی با اتصال وصله‌ی پیچی در یک سوم میانی طبقه به ستون متصل به ورق کف‌ستون وصل می‌شوند.

در اتصال‌های کف‌ستون پیشنهادی به‌دلیل عدم تعویض یا ترمیم‌پذیری اجزاء اتصال، طبق آیین‌نامه‌ی AISC-۳۶۰،[۱۰] باید تمام اجزاء اتصال از جمله: ورق کف‌ستون، اتصال‌های جوشی، میل‌مهارها، و بتن به صورت کشسان طراحی شوند. همچنین جهت شناسایی رفتار اتصال‌های ذکرشده، اتصال‌های جوشی باید در برابر نیروی گسیختگی میل‌مهارها به‌صورت کشسان طراحی شوند و انتظار می‌رود اتصال‌های جوشی در اتصال T- شکل، ظرفیت نهایی کششی میل‌مهارها را تحمل کنند و در انتها، میل‌مهار شکسته شود تا اطمینان از ظرفیت مقاومتی اتصال‌های جوشی حاصل شود. البته در طراحی اتصال کف‌ستون پیشنهادی، میل‌مهارها نیز در طراحی کلی اتصال‌های کف‌ستون باید در برابر ظرفیت ستون به‌صورت کشسان طراحی شوند.

در یک ارزیابی عددی انجام‌شده توسط وکیلی صادقی و همکاران (۲۰۲۲)،[۹] میل‌مهارها بدون درنظرگرفتن نوع اتصال جوشی، زیر ورق‌های کف دیوار مختلط برشی به صورت قائم با اتصال‌های جوشی جای‌گذاری و عملکرد و مکانیزم انتقال نیروها در اتصال مذکور بررسی و چهار نوع اتصال جوشی میل‌مهار به ورق، مطابق با شکل ۴، بدون درنظرگرفتن جزئیات هندسی و معیارهای طراحی جهت ایجاد اتصال پیشنهاد شده است.[۹]

پژوهشگران نشان دادند که به دلیل ایجاد حرارت ناشی از جوشکاری در فلزات، تنش‌های پسماند زیادی در ورق ایجاد می‌شود و احتمال وقوع شکست زودهنگام، کاهش ظرفیت مقاومتی، کاهش شکل‌پذیری، و شکست تُردگونه یا محتمل در مصالح پُرمقاومت در ناحیه‌ی HAZ وجود دارد.[۱۵-۱۱]

طبق پژوهش‌های بیورک[۳] و همکاران (۲۰۱۸) و برزگر[۴] و همکاران (۲۰۲۳)، در حین انجام عملیات جوشکاری روی ورق فولادی، گرمای زیادی در جهت ضخامت ورق ایجاد می‌شود و میزان ضخامت ورق کف‌ستون، در نرخ



شکل ۴. اتصال‌های جوشی میل‌مهار به ورق کف‌ستون.[۹]

[۱] Component Method
[۲] Vakili Sadeghi
[۳] Björk
[۴] Barzegar

سردشوندگی آن تأثیر زیادی دارد. به‌عبارت دیگر، با کاهش مقدار ضخامت ورق کف‌ستون، نرخ سردشوندگی ورق افزایش می‌یابد و با افزایش سرعت سردشدن ورق فولادی، تنش‌های پسماند بیشتری حین سردشدن محل جوشکاری‌شده در ورق کف‌ستون باقی می‌مانند. بنابراین، برای کنترل نرخ سردشوندگی، کمینه‌ی ضخامت ورق کف‌ستون برابر با اندازه‌ی قطر میل‌مهار مصرفی زیر ورق توصیه شده است.[۱۶ و ۱۷] همچنین تاجیک[۱] و همکاران (۲۰۲۴) توصیه کردند جهت جلوگیری از ایجاد آثار مخرب حرارت در ناحیه‌ی HAZ، عملیات‌های پیش‌گرمایش و پس‌گرمایش، بعد و قبل از جوشکاری فلزات انجام شوند.[۱۸]

طبق پژوهش‌های کامتکار[۲] (۱۹۸۲) و نی و دانگ[۳] (۲۰۱۲)، جوش‌های دو ساق نامساوی با زاویه‌ی ۳۰-۶۰ درجه، بیشینه‌ی ظرفیت کششی نسبت به جوش‌های استاندارد دو ساق مساوی با حجم جوش یکسان دارند.[۱۹ و ۲۰]

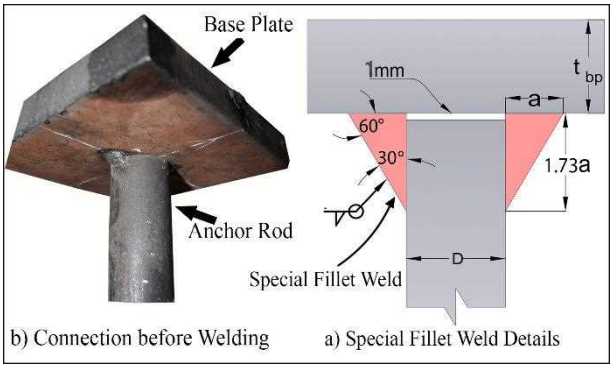
در پژوهش حاضر، براساس معیارهای طراحی و ضوابط آیین‌نامه‌یی، جزئیات هندسی دقیق‌تری برای هر یک از اتصال‌های جوشی مشخص شده است. سپس به بررسی مقاومت و مقایسه‌ی انواع اتصال‌های جوشی بین میل‌مهار و ورق کف‌ستون در شرایط مختلف و اولویت‌بندی، تحت نیروی کششی پرداخته شده است. اتصال‌های T- شکل در نمونه‌های آزمایشگاهی، تحت آزمون‌های کشش مستقیم قرار گرفتند و در انتها، نمودار نیرو- جابجایی و میدان کرنش هر یک از اتصال‌های جوشی و میل‌مهارها توسط روش همبستگی تصاویر دیجیتال حاصل شدند. همچنین در هر یک از نمونه‌ها به بررسی شکست‌های محتمل تُردگونه در نواحی جوشکاری‌شده نیز پرداخته شده است.

۲. معرفی اتصال‌های جوشی میل‌مهارها

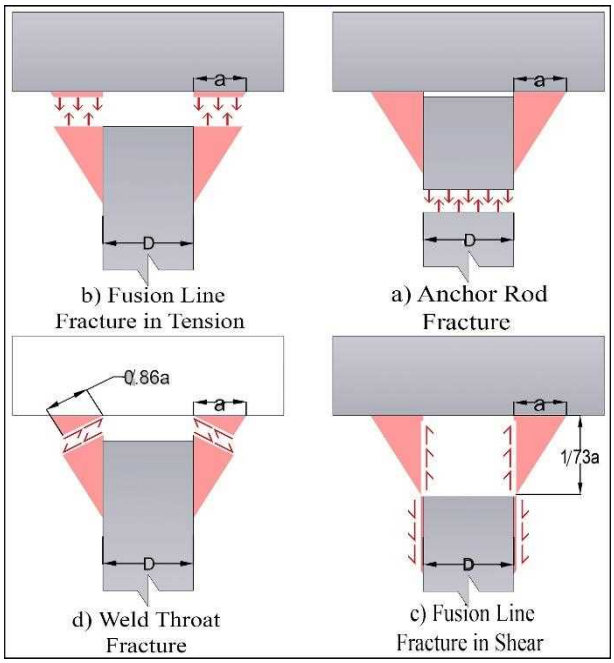
۱.۲. جوش گوشه‌ی ویژه

جوش گوشه به‌عنوان جوشی که سهولت در اجرا و هزینه‌ی ساخت معقول دارد، به فراوانی در ساخت‌وساز به‌کار می‌رود. جوش‌های استاندارد از لحاظ تئوری هندسی، دو ساق مساوی دارند. خطا در اجرای دقیق ابعاد جوش گوشه در حین جوشکاری، باعث تغییر در اندازه‌ی گلوی مؤثر جوش و به تبع آن منجر به تغییر در ظرفیت مقاومتی جوش گوشه می‌شود. همان‌طور که در بخش مقدمه ذکر شد، امکان استفاده از جوش‌های دو ساق نامساوی با زاویه‌ی ۶۰-۳۰ درجه برای افزایش مقاومت اتصال جوش گوشه وجود دارد. بنابراین، در پژوهش حاضر از هندسه‌ی مقطع جوش گوشه با زاویه‌ی ۳۰-۶۰ درجه با ساق‌های نامساوی با نام جوش گوشه‌ی ویژه به جای هندسه‌ی مقطع جوش گوشه‌ی استاندارد با زاویه‌ی ۴۵ درجه استفاده شده است. در جوش گوشه‌ی ویژه، به‌دلیل کمترشدن فاصله بین مرکز سطح مقطع جوش گوشه به سطح میل‌مهار، شرایط انتقال نیرو از سطح جانبی میل‌مهار به ورق کف‌ستون به‌صورت تدریجی‌تر نسبت به حالت جوش گوشه‌ی استاندارد مهیا می‌شود. جزئیات هندسی جوش گوشه‌ی ویژه و اجزاء اتصال قبل از جوشکاری به ترتیب در شکل ۵ (الف و ب) مشاهده می‌شوند.

مطابق با شکل (۵- الف)، جهت نفوذ بهتر فلز جوش در ریشه‌ی جوش گوشه، طبق ضوابط آیین‌نامه‌ی AWS-D۱.۴،[۲۱] به اندازه‌ی یک میلی‌متر فاصله بین میل‌مهار و ورق کف‌ستون در نظر گرفته شده است. ایجاد فاصله‌ی یک



شکل ۵. اتصال جوش گوشه‌ی ویژه.



شکل ۶. مدهای گسیختگی جوش گوشه‌ی ویژه تحت بارگذاری کششی.

میلی‌متری منجر به کاهش بُعد گلوگاه مؤثر جوش می‌شود. جهت اصلاح نیز ابعاد جوش گوشه به اندازه‌ی کافی افزایش داده شده است. جوش گوشه‌ی ویژه به‌صورت دورانی به دور سطح میل‌مهار جوشکاری شده و مطابق با شکل (۵- ب)، میل‌مهار بر ورق کف‌ستون عمود بوده است.

برای ارزیابی مقاومت کششی اتصال جوش گوشه‌ی ویژه، از معیارهای طراحی براساس مدهای گسیختگی نشان داده‌شده در شکل ۶ استفاده شده است. طراحی ابعاد جوش گوشه‌ی ویژه براساس بیشینه‌ی نیروی گسیختگی کششی میل‌مهارها انجام شد و بقیه‌ی اجزاء اتصال از قبیل ورق بال ستون و ورق کف‌ستون در فرایند طراحی، کشسان در نظر گرفته شدند تا میل‌مهار به حد گسیختگی برسد. به‌عبارت دیگر، طراحی کل اتصال جزء کششی توسط شکست میل‌مهار کنترل شده است. براساس آیین‌نامه‌ی ACI-۳۱۸،[۲۲] و مطابق با شکل (۶- الف)، T_u بیشینه‌ی ظرفیت کششی میل‌مهار حاصل از مد گسیختگی اول (شکست میل‌مهار) مطابق رابطه‌ی ۱ در نظر گرفته شده است؛ که در آن، A_s، سطح مقطع میل‌مهار و f_{ur}، بیشینه‌ی مقاومت کششی میل‌مهار

[۱] Tajik
[۲] Kamtekar
[۳] Nie & Dong

هستند. انتظار می‌رود مد گسیختگی اول (شکست میل‌مهار)، حاکم بر طراحی اتصال باشد.

$$T_u = A_s F_{ur} \quad (۱)$$

مد گسیختگی دوم مرتبط با شکست کششی بین فلز جوش و ورق کف‌ستون در شکل (۶- ب) مشاهده می‌شود و مقاومت کششی حاصل از مد گسیختگی دوم مطابق رابطه‌ی ۲ محاسبه می‌شود. ضریب کاهش مقاومت ($\emptyset$) در رابطه‌ی ۲ برابر با ۰/۷۵ است.

$$T_u \le \phi\sigma_w = \phi \times ((\pi(D+۲a)^۲ - \pi D^۲)/۴) \times (F_{uw}) \quad (۲)$$

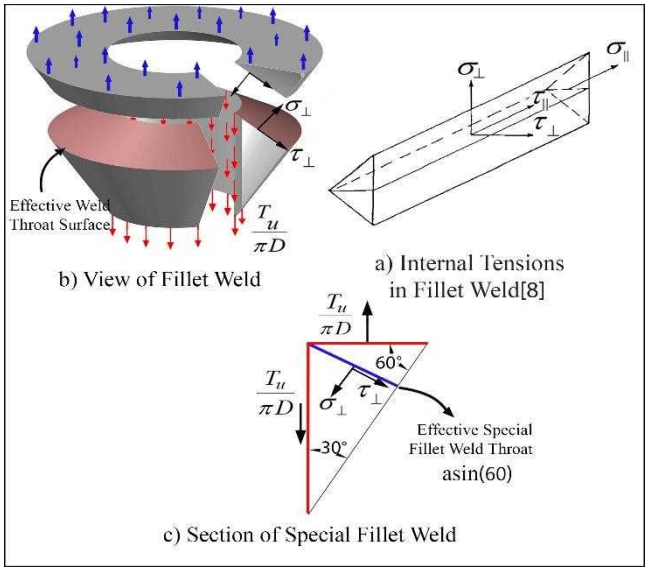
که در آن، σ_w بیشینه‌ی ظرفیت کششی جوش در مد گسیختگی دوم، D قطر میل‌مهار، F_{uw} بیشینه‌ی ظرفیت کششی فلز جوش، و a بُعد افقی جوش گوشه‌ی ویژه مطابق با شکل (۵- الف) است. مقدار ظرفیت کششی جوش باید از مقدار ظرفیت نهایی میل‌مهار بیشتر باشد، تا شکست میل‌مهار حاکم بر طرح باشد.

مد گسیختگی سوم، مرتبط با شکست برشی جوش بین بدنه‌ی بیرونی میل‌مهار و جوش در شکل (۶- ج) مشاهده می‌شود. ظرفیت برشی مرتبط با مد گسیختگی سوم براساس رابطه‌ی ۳ تعیین و ضریب کاهش مقاومت در رابطه‌ی مذکور، برابر با ۰/۷۵ در نظر گرفته شده است. همچنین، τ_w بیشینه‌ی ظرفیت برشی جوش در مد گسیختگی سوم است.

$$T_u \le \phi\tau_w = \phi \times ((۱/۷۳a)\pi D \times (۰/۶F_{uw})) \quad (۳)$$

مد گسیختگی چهارم، نیز مرتبط با شکست گلوی مؤثر جوش گوشه مطابق با شکل (۶- د) است.

در آیین‌نامه‌های AISC-۳۶۰[۱۰]، و AWS-D۱.۱[۲۳]، نیروی اعمالی به جوش گوشه‌ی استاندارد، به‌صورت برش خالص بر سطح گلوی مؤثر جوش در نظر گرفته شده است. مطابق با شکل (۷- الف) و براساس آیین‌نامه‌ی Eurocode ۳[۸]، نیروی اعمالی به جوش گوشه با استفاده از روش جهتی[۱]،



شکل ۷. جزئیات هندسی و تنش های داخلی جوش گوشه‌ی ویژه.

به‌صورت تنش‌های عمودی و عرضی نسبت به صفحه‌ی گلوگاه مؤثر جوش و تنش‌های موازی و عرضی نسبت به محور طولی جوش تجزیه می‌شود. مطابق با آیین‌نامه‌ی Eurocode ۳[۸]، طراحی ابعاد جوش گوشه براساس رابطه‌های ۴ و ۵ تعیین می‌شود.

$$[\sigma_\perp^۲ + ۳(\tau_\perp^۲ + \tau_\parallel^۲)]^{۰/۵} \le f_u/(\beta_w \times \gamma_{M۲}) \quad (۴)$$

$$\sigma_\perp \le ۰/۹(f_u/\gamma_{M۲}) \quad (۵)$$

که در آن‌ها، $\sigma_\perp$، تنش نرمال عمود بر سطح گلوی مؤثر جوش و $\tau_\perp$ تنش برشی مماس بر سطح گلوی مؤثر جوش و عمود بر محور طولی جوش هستند. همچنین، $\sigma_\parallel$ معرف تنش نرمال عمود بر مقطع جوش و موازی با محور طولی جوش و $\tau_\parallel$ معرف تنش برشی مماس بر گلوی مؤثر جوش و موازی با محور طولی جوش هستند. f_u نیز بیشینه‌ی مقاومت کششی عضو ضعیف‌تر اتصال، β_w ضریب همبستگی برابر با ۱، و $\gamma_{M۲}$ ضریب ایمنی برابر با ۱/۲۵در نظر گرفته شده‌اند.

برای طراحی محافظه‌کارانه‌ی ابعاد جوش گوشه‌ی ویژه، از روابط آیین‌نامه‌ی Eurocode ۳ در پژوهش حاضر استفاده شده است. مطابق با شکل (۷- ب)، به‌دلیل اینکه جوش‌های گوشه به‌صورت دورانی و متقارن به دور میل‌مهار جوشکاری می‌شوند و نیروی کششی از میل‌مهار به جوش به صورت نیروی محیطی سطحی متقارن $T_u/\pi D$ منتقل می‌شود، از مقادیر $\sigma_\parallel$ و $\tau_\parallel$ صرف‌نظر شده است. مطابق با شکل (۷- ج) و با استفاده از معادلات تعادل استاتیکی، مقادیر $\sigma_\perp$ و $\tau_\perp$ مطابق روابط ۶ و ۷ تعیین می‌شوند.

$$\sigma_\perp = \frac{(\frac{T_u}{\pi D})\sin(۶۰)}{a \times \sin(۶۰)} = \frac{T_u}{a \times \pi \times D} \quad (۶)$$

$$\tau_\perp = \frac{(\frac{T_u}{\pi D})\cos(۶۰)}{a \times \sin(۶۰)} = \frac{T_u}{a \times \pi \times D \times \sqrt{۳}} \quad (۷)$$

با جای‌گذاری روابط ۶ و ۷ در روابط ۴ و ۵، ظرفیت مقاومتی جوش گوشه‌ی ویژه مرتبط با مد گسیختگی چهارم براساس روابط ۸ و ۹ تعیین می‌شود.

$$T_u \le \frac{f_u \times D \times a \times \pi}{\beta_w \times \gamma_{M۲} \times \sqrt{۲}} \quad (۸)$$

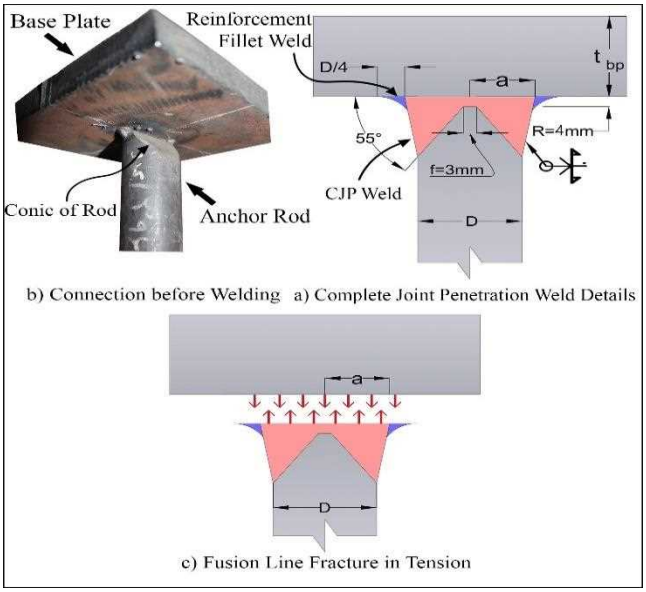
$$T_u \le ۰/۹\frac{f_u \times D \times a \times \pi}{\gamma_{M۲}} \quad (۹)$$

به‌دلیل وجود فاصله بین مرکز سطح مقطع جوش گوشه تا بدنه‌ی میل‌مهار، انتقال نیروی کششی به همراه خروج از مرکزیت است. بنابراین، آیین‌نامه‌ها جوش‌های شیاری با نفوذ کامل را به‌دلیل انتقال نیرو بدون خروج از مرکزیت پیشنهاد می‌دهند، که در بخش ۲.۲ توضیحات مرتبط ارائه شده است.

۲.۲. جوش شیاری با نفوذ کامل

جوش‌های شیاری، یکی دیگر از انواع جوش‌ها هستند، که در ساخت اتصال‌های مختلف از آن‌ها استفاده می‌شود. جوش شیاری با نفوذ کامل، نیروی کششی میل‌مهار را بدون خروج از مرکزیت انتقال می‌دهد و باید آماده‌سازی‌هایی از

[۱] Directional Method



شکل ۸. اتصال جوش شیاری با نفوذ کامل.

قبیل کونیک‌دارکردن میل‌مهارها برای اتصال جوش شیاری انجام شود. مطابق با شکل (۸- الف) و براساس آیین‌نامه‌ی AWS-D۱.۱،[۲۳] جهت ایجاد نفوذ کامل در جوش شیاری، دو طرف نوک میل‌مهار با زاویه‌ی ۵۵ درجه کونیک‌دار شدند. جزئیات هندسی و پیکربندی کلی اتصال قبل از جوشکاری به ترتیب در شکل ۸ (الف و ب) مشاهده می‌شوند. مقادیر دهانه‌ی ریشه‌ی جوش (R) و پیشانی ریشه‌ی جوش (f) براساس آیین‌نامه‌ی AWS-D۱.۱، به ترتیب برابر با ۴ و ۳ میلی‌متر در نظر گرفته شدند. همچنین الکترود مصرفی در اتصال مذکور باید سازگار با فلز پایه (ورق کف‌ستون) باشد.

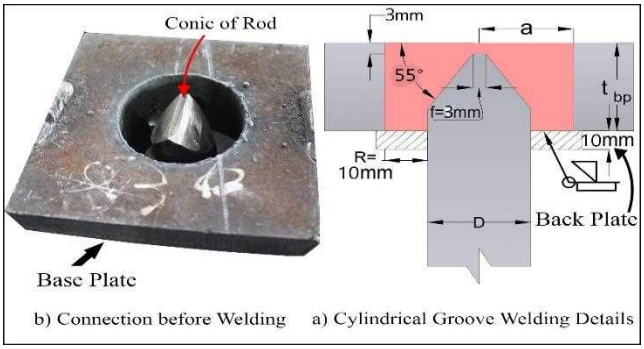
مد گسیختگی مرتبط به شکست کششی جوش از سطح ورق کف‌ستون، در شکل (۸- ج) مشاهده می‌شود. طراحی بُعد افقی جوش شیاری (a) براساس ظرفیت کششی جوش طبق رابطه‌ی ۱۰ انجام شده و ضریب کاهش مقاومت در رابطه‌ی مذکور ۰/۷۵ بوده است. مقدار ظرفیت کششی جوش باید از مقدار ظرفیت نهایی میل‌مهار بیشتر باشد، تا شکست میل‌مهار حاکم بر طرح شود.

$$T_u \leq \phi\sigma_{wg} = \phi \times \pi a^2 \times (F_{uw}) \qquad (۱۰)$$

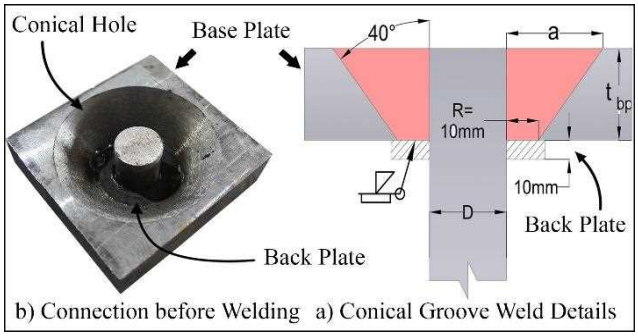
که در آن، σ_{wg} بیانگر بیشینه‌ی ظرفیت کششی جوش شیاری با نفوذ کامل مربوط به مد گسیختگی شکل (۸- ج) است. همچنین برای کاهش تمرکز تنش در محل اتصال جوش شیاری به ورق و جلوگیری از ایجاد پدیده‌ی خستگی تحت بارگذاری‌های لرزه‌یی، در آیین‌نامه‌ی AISC-۳۶۰ استفاده از جوش گوشه‌ی تقویتی به اندازه‌ی یک‌چهارم قطر میل‌مهار توصیه شده است.

۳.۲. جوش شیاری استوانه‌یی

در اجرای اتصال جوش شیاری استوانه‌یی، بعد از انجام عملیات سوراخ‌کاری در ورق، جوشکاری میل‌مهار به ورق آغاز می‌شود. مطابق با شکل ۹ (الف و ب)، یک سوراخ استوانه‌یی بزرگ‌تر از قطر میل‌مهار در ورق کف‌ستون ایجاد و سپس بر انتهای میل‌مهار، کونیک دو طرفه‌ی ۵۵ درجه با دستگاه برش زده می‌شود. با قراردادن قسمت کونیک‌شده‌ی میل‌مهار در داخل سوراخ از ناحیه‌ی زیرین ورق کف‌ستون، جوشکاری فضای خالی بین میل‌مهار و ورق کف‌ستون از ناحیه‌ی بالایی ورق کف‌ستون انجام می‌شود. علت کونیک‌دارکردن میل‌مهارها، دسترسی بهتر جوشکار برای جوشکاری کل فضای خالی و نفوذ بهتر فلز جوش است.



شکل ۹. اتصال جوش شیاری استوانه‌یی.



شکل ۱۰. اتصال جوش شیاری مخروطی.

مطابق با آیین‌نامه‌ی AWS-D۱.۱ و دستورالعمل جوش‌های شیاری با نفوذ کامل، مقدار دهانه‌ی ریشه (R) برابر با ۱۰ میلی‌متر در نظر گرفته شده است. همچنین برای جلوگیری از ریزش فلز مذاب جوش از ناحیه‌ی پایینی ورق کف‌ستون و ایجاد شرایط بهتر برای نفوذ کافی جوش، از ورق‌های پشت‌بند هم‌جنس با ورق کف‌ستون به ضخامت ۱۰ میلی‌متر در زیر ورق کف‌ستون استفاده شده است. جهت ایجاد دسترسی کافی برای جوشکاری فضای خالی و نفوذ کامل جوش، توصیه می‌شود از جوش شیاری استوانه‌یی برای ورق‌های با ضخامت کم، با درنظرگرفتن بیشینه‌ی زاویه‌ی ۵۵ درجه برای کونیک‌کردن میل‌مهارها استفاده شود. مطابق با شکل (۹- الف)، مقطع جوش شیاری استوانه‌یی مشابه با جوش شیاری نیم‌جناغی است، که حول محور مرکزی میل‌مهار دوران داشته است. با درنظرگرفتن مقدار دهانه‌ی ریشه‌ی جوش به اندازه‌ی ۱۰ میلی‌متر و به‌دلیل قرارگرفتن میل‌مهار زیر ناحیه‌ی بال ستون، احتمال گسیختگی برشی فلز جوش بین جوش و بدنه‌ی ورق کف‌ستون در داخل اتصال و گسیختگی برش پانچ بسیار کم است. طراحی اتصال اخیر، براساس ضوابط هندسی آیین‌نامه‌یی مخصوص جوش‌های شیاری انجام شده است و انتظار می‌رود شکست میل‌مهار حاکم بر طرح باشد.

۴.۲. جوش شیاری مخروطی

در اتصال جوش شیاری مخروطی، نیاز به سوراخ‌کردن ورق‌های کف‌ستون به صورت نیم‌مخروطی است. سپس میل‌مهار مطابق با شکل ۱۰ (الف و ب) از ناحیه‌ی زیرین ورق کف‌ستون در داخل سوراخ قرار می‌گیرد و از ناحیه‌ی بالای ورق کف‌ستون، جوشکاری فضای خالی به صورت دورانی انجام می‌شود. برای دسترسی بهتر در اتصال جوش شیاری استوانه‌یی، میل‌مهارها با زاویه‌ی مشخص کونیک می‌شوند؛ اما در اتصال جوش شیاری مخروطی، ورق‌های کف‌ستون مطابق با ضوابط آیی ن‌نامه‌ی AWS-D۱.۱، با زاویه‌ی ۴۰ درجه به وسیله‌ی دستگاه برش CNC با مته‌ی مخصوص نیم‌مخروطی شکل سوراخ می‌شوند. با توجه به شکل (۱۰-الف)، مقطع جوش شیاری مخروطی شبیه

جدول ۱. مشخصات مکانیکی مصالح.

میل‌مهار	D (mm)	F_y (Mpa)	F_u (Mpa)	ε_u
CK۴۵	۲۵	۴۰۶	۶۵۷	٪۲۵/۵
CK۶۰	۲۵	۵۰۸	۹۴۶	٪۱۳
ورق بال‌ستون	t (mm)	F_y (Mpa)	F_u (Mpa)	ε_u
St۵۲	۲۰	۳۶۷	۵۶۴	٪۲۶

به جوش شیاری نیم جناغی است، که حول محور مرکزی میل‌مهار دوران داشته است. مطابق با آیین‌نامه‌ی AWS-D۱.۱، مقدار دهانه‌ی ریشه‌ی جوش (R) و جزئیات هندسی اتصال در شکل (۱۰-الف) مشاهده می‌شود. اندازه‌ی بُعد a

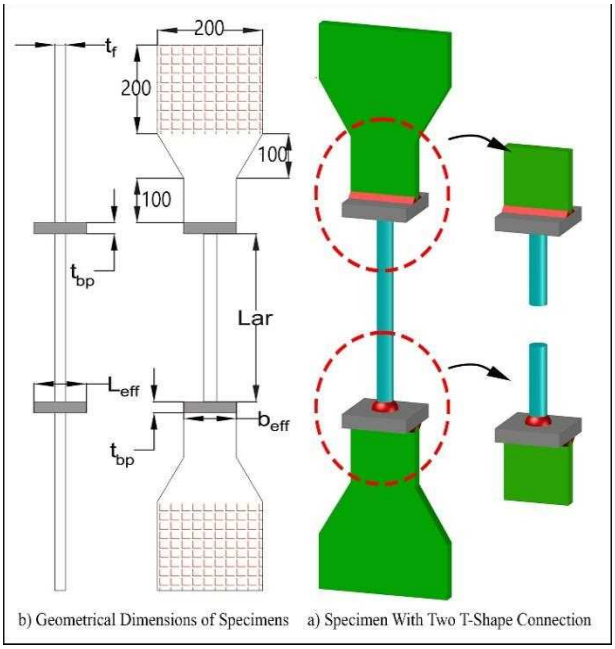
برای جوش شیاری مخروطی به ضخامت ورق کف‌ستون و اندازه‌ی دهانه‌ی ریشه‌ی جوش شیاری بستگی دارد. در اتصال ذکرشده نیز همانند اتصال شیاری استوانه‌یی، برای جلوگیری از ریزش فلز مذاب جوش از ورق‌های پشت‌بند با ضخامت ۱۰ میلی‌متر استفاده شده است. مطابق با شکل (۱۰-الف)، با افزایش ضخامت ورق کف‌ستون، اندازه‌ی بُعد افقی a، حجم فلز جوش استفاده‌شده افزایش یافته است. طراحی جوش شیاری مخروطی نیز براساس ضوابط آیین‌نامه‌ی AWS-D۱.۱ انجام شده است. انتظار می‌رود حالت شکست میل‌مهار حاکم بر طرح باشد و همچنین در مورد جزئیات این نوع اتصال‌ها در آیین‌نامه‌های طراحی جوش، جزئیاتی ارائه نشده و هدف از پژوهش حاضر، طراحی اتصال‌ها براساس ضوابط آیین‌نامه و مدهای گسیختگی بوده است.

به‌دلیل قرار گرفتن میل‌مهار زیر ناحیه‌ی بال‌ستون، نیروی کششی مستقیماً از میل‌مهار به بال‌ستون منتقل می‌شود و ورق کف‌ستون به عنوان عضو رابط عمل می‌کند. در اتصال‌های جوش گوشه‌ی ویژه و جوش شیاری با نفوذ کامل، که نیازی به سوراخ‌کاری ورق کف‌ستون نیست، نیروی محوری در جهت عمود بر صفحه‌ی ورق کف‌ستون به بال‌ستون منتقل می‌شود. در این حالت، امکان لایه‌لایه‌شدن و پارگی در ورق کف‌ستون (مخصوصاً ورق‌های ضخیم) به‌دلیل احتمال وجود ناپیوستگی در ساختار ورق فولادی نوردشده و خطا در نوردکاری وجود دارد. بنابراین پارگی و لایه‌لایه‌شدن ورق کف‌ستون در عملکرد انتقال نیرو در جهت ضخامت ورق تأثیر دارد،[۲۴] و برای جلوگیری از این حالت، باید با دستگاه اولتراسونیک از عدم وجود ناپیوستگی در ورق فولادی اطمینان حاصل کرد. در اتصال‌های جوش شیاری استوانه‌یی و جوش شیاری مخروطی، به‌دلیل وجود فرآیند سوراخ‌کاری و پُرشدن سوراخ با فلز جوش، احتمال لایه‌لایه‌شدن ورق کف‌ستون وجود ندارد و نیروی محوری مستقیماً از میل‌مهار به فلز جوش و سپس به بال‌ستون منتقل می‌شود. هزینه و حجم جوشکاری اتصال‌های جوش شیاری مخروطی و جوش شیاری استوانه‌یی از دیگر اتصال‌ها بسیار بیشتر است.

۳. توضیحات فرآیند آزمایشگاهی

۱.۳. مشخصات مکانیکی مصالح استفاده‌شده

نتایج آزمون‌های کشش جهت تعیین مشخصات مکانیکی قسمتی از مصالح میلگرد CK۴۵ و CK۶۰ با قطر ۲۵ میلی‌متر و ورق‌های فولادی St۵۲ نوردشده با ضخامت ۲۰ میلی‌متر در جدول ۱ ارائه شده‌اند. متناسب با فلز ورق



شکل ۱۱. نمای روبه‌رو و جانبی نمونه‌ی آزمایشگاهی.

کف‌ستون از الکترود نوع E۸۰۱۸ با مقاومت کششی نهایی ۵۵۲ مگاپاسکال برای جوشکاری اتصال‌های جوشی استفاده شده است.

۲.۳. طراحی و مشخصات هندسی نمونه‌های آزمایشگاهی

نمونه‌های آزمایشگاهی طوری ساخته شده‌اند که در هر نمونه، دو جزء کششی T- شکل بدون خروج از مرکزیت میل‌مهار نسبت به بال ستون به همراه اتصال‌های جوشی متفاوت مطابق با شکل (۱۱- الف) قرار گرفته باشند. تعداد ۲ نمونه با میل‌مهارهای CK۴۵ و ۳ نمونه با میل‌مهارهای پُرمقاومت CK۶۰ جهت ارزیابی مقاومت، مقایسه‌ی انواع اتصال‌های جوشی، و نوع شکست میل‌مهارها ساخته شدند و تحت آزمایش‌های کشش مستقیم قرار گرفتند. برای صرفه‌جویی در مصرف تعداد بالای میل‌مهارهای CK۴۵ برای ستون‌هایی با ظرفیت نیرویی بالاتر، استفاده از میل‌مهارهای پُرمقاومت CK۶۰ در اتصال‌های کف‌ستون بررسی‌شده به همراه اتصال‌های جوشی پیشنهاد شده است.

جهت ایجاد فضای کافی برای شکل‌پذیری و باریک‌شدگی[۱] میل‌مهارها، میل‌مهارهایی با طول ۴۰ سانتی‌متر در هر نمونه استفاده شدند. براساس هندسه‌ی جزء کششی T- شکل و آیین‌نامه‌ی ACI-۳۱۸،[۲۲] مقدار عرض و طول مؤثر برای ورق کف‌ستون جزء کششی، چهار برابر قطر میل‌مهار مصرفی در هر نمونه در نظر گرفته شده است؛ که این مقدار، کمینه‌ی فاصله‌ی مجاز

[۱] Necking

جدول ۲. ابعاد هندسی نمونه‌ها بر حسب میلی‌متر.

نمونه	نوع میلگرد	D	L_r	t_{bp}	B_{eff}	L_{eff}	t_f
C۱-۲۵	CK۴۵	۲۵	۴۰۰	۲۵	۱۰۰	۱۰۰	۲۰
C۲-۲۵	CK۴۵	۲۵	۴۰۰	۲۵	۱۰۰	۱۰۰	۲۰
D۱	CK۶۰	۲۵	۴۰۰	۲۵	۱۰۰	۱۰۰	۲۰
D۲	CK۶۰	۲۵	۴۰۰	۲۵	۱۰۰	۱۰۰	۲۰
D۳	CK۶۰	۲۵	۴۰۰	۲۵	۱۰۰	۱۰۰	۲۰

جدول ۳. ابعاد هندسی اتصال‌های جوشی (بر حسب میلی‌متر).

اتصال جوشی	معیار حاکم	بُعد طراحی‌شده‌ی a D۲۵ – CK۴۵ t_{bp}=۲۵mm
جوش گوشه‌ی ویژه	رابطه‌ی ۸	۱۵
جوش شیاری با نفوذ کامل	رابطه‌ی ۱۰	۱۶
جوش شیاری استوانه‌یی	R , D	۲۲/۵
جوش شیاری مخروطی	R , t_{bp}	۳۱

آیین‌نامه‌یی میل‌مهارها از یکدیگر در فونداسیون بتنی است. ابعاد هندسی نمونه‌های آزمایشگاهی نشان داده‌شده در شکل (۱۱- ب) براساس ضوابط تعیین‌شده برای هر اتصال جوشی در جدول ۲ ارائه شده‌اند.

طبق فرضیات طراحی، ورق‌های بال‌ستون و کف‌ستون در حین بارگذاری باید کشسان باقی بمانند. به همین دلیل، براساس نیروی گسیختگی میل‌مهار، مقدار ضخامت ورق بال‌ستون در نمونه‌های آزمایشگاهی برابر با ۲۰ میلی‌متر در نظر گرفته شده است. همچنین قسمتی از عرض ورق بال‌ستون در محل قرارگرفتن فک‌های دستگاه کشش افزایش یافت، تا لغزشی بین فک و سطح ورق بال‌ستون ایجاد نشود.

در نمونه‌ی C۱-۲۵، اتصال T- شکل اول با جوش گوشه‌ی ویژه و اتصال T- شکل دوم با جوش شیاری با نفوذ کامل بوده است. در نمونه‌ی C۲-۲۵، دو اتصال جوش شیاری مخروطی و جوش شیاری استوانه‌یی با ابعاد تعیین‌شده مرتبط با میل‌مهارهای مشخص وجود دارند. در نمونه‌ی D۱، جوش گوشه‌ی ویژه و جوش شیاری با نفوذ کامل؛ در نمونه‌ی D۲، جوش گوشه‌ی ویژه و جوش شیاری مخروطی؛ و در نمونه‌ی D۳، جوش گوشه‌ی ویژه و جوش شیاری استوانه‌یی استفاده شده‌اند. استفاده از دو اتصال جوشی مختلف در یک نمونه‌ی آزمایشگاهی، به‌دلیل انجام آزمون کشش برای دو اتصال جوشی به‌صورت هم‌زمان جهت مقایسه بین آن‌ها در نیرویی برابر بوده است. البته، در بیشتر نمونه‌های آزمایشگاهی به دلیل پُرکاربردبودن جوش گوشه‌ی ویژه از آن استفاده شده است. برای جلوگیری از مصرف میل‌مهارهای شکل‌پذیر با قطر بزرگ‌تر یا تعداد بیشتر و صرفه‌جویی در مصرف فلز جوش، استفاده از میل‌مهارهای پُرمقاومت برای ستون‌های با ظرفیت بالاتر پیشنهاد شده است. بنابراین، از ابعاد اتصال‌های جوشی طراحی‌شده‌ی مخصوص میل‌مهار CK۴۵، برای نمونه‌های حاوی میل‌مهار CK۶۰ استفاده شده است. به‌عبارت دیگر، طراحی ابعاد اتصال‌های جوشی میل‌مهارها در نمونه‌های D۱، D۲، وD۳ براساس نیروی گسیختگی میل‌مهار CK۶۰ نبوده و از ابعاد ارائه‌شده در جدول ۳ برای اتصال‌های جوشی نمونه‌های اخیر استفاده شده است. به‌عبارت دیگر، بدون تغییر در ابعاد اتصال‌های جوشی، مقاومت میل‌مهار مصرفی افزایش یافته است، تا عملکرد هر اتصال در این حالت سنجیده شود.

برای طراحی ابعاد جوش گوشه‌ی ویژه، در ابتدا مقدار نیروی گسیختگی میل‌مهارهای CK۴۵ به‌عنوان بیشترین نیروی کششی اعمالی به اتصال‌های جوشی، طبق رابطه‌ی ۱ محاسبه شد و با استفاده از روابط ۲، ۳، ۸، و ۹، مقدار بیشینه‌ی بُعد افقی a برای جوش گوشه‌ی ویژه تعیین شد. برای طراحی ابعاد جوش شیاری با نفوذ کامل نیز با استفاده از رابطه‌ی ۱۰، مقدار بُعد افقی a مخصوص جوش شیاری با نفوذ کامل تعیین شده است. برای طراحی جوش شیاری استوانه‌یی و جوش شیاری مخروطی، مقدار دهانه‌ی ریشه‌ی جوش برابر با ۱۰ میلی‌متر و بقیه‌ی ابعاد براساس ضوابط آیین‌نامه‌ی AWS-D۱.۱ تعیین شده‌اند. در طراحی جوش شیاری مخروطی، مقدار ضخامت ورق‌های کف‌ستون و ریشه‌ی جوش ملاک طراحی هستند و با توجه به ضخامت ۲۵ میلی‌متری ورق کف‌ستون، مقدار بُعد a برای اتصال جوشی شیاری مخروطی تعیین شده است. در جدول ۳، مقادیر طراحی‌شده‌ی بُعد a برای هر اتصال جوشی مشخص شده است.

در جوشکاری اتصال‌ها، از روش جوشکاری قوسی با گاز محافظ (GMAW)[۱] استفاده شده است؛ که در آن، با استفاده از قوسی که بین فلز پُرکننده‌ی مصرف‌شدنی (فیلر) و حوضچه‌ی جوش به‌وجود می‌آید، فیلر ذوب و اتصال قطعات برقرار می‌شود و برای ایجاد قوس، از گاز دی‌اکسیدکربن استفاده شده

[۱] Gas Metal Arc *Welding*

است. برای اتصال جوش بین میل‌مهارها و ورق کف‌ستون از الکترود[۱] E۸۰۱۸ و برای اتصال جوش شیاری با نفوذ کامل بین ورق کف‌ستون و بال ستون از الکترود E۷۰۱۶ استفاده شده است. بعد از اتمام جوشکاری دستی، بازرسی‌های چشمی (VT)[۲] مطابق الزام‌های آیین‌نامه‌ی AWS-B۱.۱۰M،[۲۵] انجام شده و نقصی در بازرسی مشاهده نشده است.

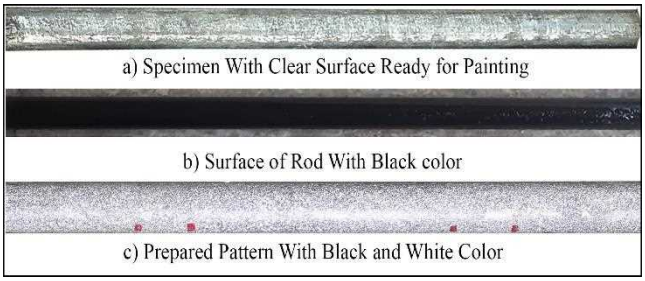
۳.۳. راه‌اندازی[۳] آزمایشگاه و جمع‌آوری داده‌ها به روش همبستگی تصاویر دیجیتال

برای آزمون کشش هر نمونه‌ی آزمایشگاهی، از دستگاه کشش مستقیم Schenck با ظرفیت ۲۰۰۰ کیلونیوتن استفاده شده است. تمامی نمونه‌ها در آزمایشگاه دانشکده‌ی مهندسی مکانیک دانشگاه صنعتی شریف آزمایش شده‌اند. نمونه‌های آزمایشگاهی توسط فک‌های نگهدارنده‌ی دستگاه کشش مستقیم مطابق با شکل ۱۲ نگه داشته شدند. دستگاه Schenck مجهز به وسیله‌ی اندازه‌گیری تغییرمکان‌سنج خطی (LVDT)[۴] بود، که به وسیله‌ی آن نمودار نیرو- جابجایی هر نمونه تهیه شد. در حین انجام آزمون‌ها با کمترین سرعت بارگذاری، از روش همبستگی تصاویر دیجیتال،[۲۶ و ۲۷] برای بررسی میدان کرنش و جابجایی‌های هر نقطه از سطح میل‌مهار در هر لحظه از آزمایش کشش استفاده شد. با افزایش سرعت بارگذاری در ناحیه‌ی کشسان، هیچ تغییری در مشخصات مکانیکی مصالح و نتایج رخ نمی‌دهد؛ اما در ناحیه‌ی خمیری، به دلیل فراهم نبودن زمان جهت ایجاد شکل‌پذیری، تنش تسلیم و گسیختگی میل‌مهار افزایش می‌یابد.[۲۸ و ۲۹] لذا در پژوهش حاضر، تحلیل حساسیت به سرعت بارگذاری و اثر آن در نتایج اتصال‌های جوشی انجام نشده است. همچنین از افزایش سرعت بارگذاری به‌دلیل تعداد عکس‌برداری‌های زیاد متوالی و سنجش میدان کرنش در هر لحظه از آزمایش جلوگیری شده است. در روش مذکور از یک دوربین عکس‌برداری مدل CANON۱۲۰۰D با کیفیت ۱۸ مگاپیکسلی، که دارای لنز با فاصله‌ی کانونی ۱۸-۵۵ میلی‌متر بود، مطابق شکل ۱۲ استفاده شده است.

برای استفاده از روش مذکور، در ابتدا باید سطح میل‌مهار مطابق با شکل (۱۳-الف) عاری از هرگونه گرد و لکه باشد. سپس باید با اسپری مشکی‌رنگ روی سطح میل‌مهار را مطابق با شکل (۱۳- ب) به‌صورت کامل پوشاند و بعد از خشک‌شدن رنگ مشکی، اسپری رنگ سفید را با مقدار خیلی کم روی سطح مشکی، به صورت نقطه‌یی و با تراکم مناسب مطابق با شکل (۱۳- ج) پاشید. سپس کیفیت الگوی رنگی سیاه و سفید آماده‌شده، توسط نرم‌افزار GOM-Correlate،[۲۸] بررسی شد. همچنین به جهت تنظیم نور محیط و افزایش دقت عکس‌برداری از سطح الگوی رنگی، از یک پروژکتور نور مدل AVLK۵۷۶LED استفاده شده است.

برای جلوگیری از لرزش دوربین و حفظ ارتفاع آن، یک سه پایه به همراه دوربین در فاصله‌ی ۱ متری از نمونه‌ی آزمایشگاهی قرار گرفت و در حین آزمایش کشش، در هر ۱۵ ثانیه یک عکس از سطح الگوی رنگی میل‌مهار گرفته شد و اطلاعات عکس با یک کابل رابط به لپ‌تاپ جهت ذخیره‌ی اطلاعات عکس منتقل می‌شد. در انتها نیز با استفاده از مقدار نیروی مشخص‌شده در دستگاه کشش در هر لحظه از آزمایش و مقدار جابجایی

شکل ۱۲. محیط آزمایشگاه: (۱) دستگاه کشش، (۲) فک ثابت، (۳) فک متحرک، (۴) تغییرمکان‌سنج خطی، (۵) نمونه‌ی آزمایشگاهی، (۶) دوربین عکس‌برداری، (۷) سه پایه، (۸) لپ‌تاپ، (۹) نورپردازی.



شکل ۱۳. الگوی رنگی مخصوص روش همبستگی تصاویر دیجیتال.

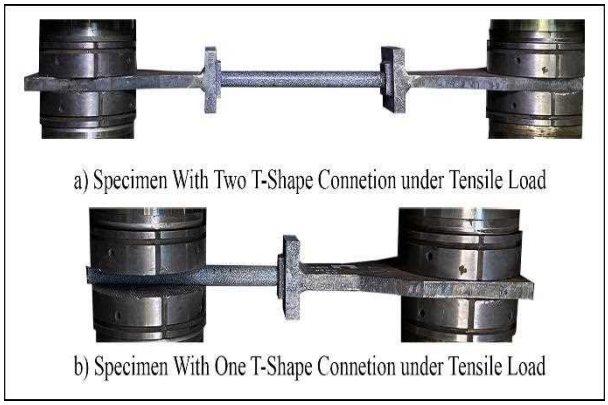
به‌دست‌آمده از روش همبستگی تصاویر دیجیتال و انجام فرایند تحلیل در نرم‌افزار GOM-Correlate،[۲۸] نمودار نیرو- جابجایی و میدان کرنش سطح میل‌مهار از این روش نوین تهیه شد. در مرحله‌ی فرآیند تحلیل در نرم‌افزار GOM-Correlate، اندازه‌ی وجهی[۵] و فاصله‌ی نقطه‌یی از هم به ترتیب ۲۱ و ۱۶ پیکسل در نظر گرفته شد و در انتهای تحلیل نیز میدان کرنش همه‌ی نمونه‌ها به‌صورت کانتورهای رنگی نشان داده شدند. از کانتورهای رنگی میدان کرنش جهت تشخیص نوع شکست شکل‌پذیر یا تُردگونه‌ی میل‌مهارها، وضعیت باریک‌شدگی میل‌مهار قبل از شکست و وضعیت کشسان باقی‌ماندن اتصال‌های جوشی استفاده شده است.

نمونه‌ها، تحت بارگذاری کششی قرار گرفتند و در نمونه‌های دارای میل‌مهارهای CK۶۰، که شکست میل‌مهار در هر نمونه در ناحیه‌ی HAZ نزدیک به اتصال‌های جوشی رخ داده بود، در دو مرحله‌ی آزمون کشش مطابق با شکل ۱۴ (الف و ب) انجام شد. در نمونه‌های دارای میل‌مهار CK۶۰، آزمون مرحله‌ی دوم جهت تعیین ظرفیت مقاومتی اتصال جوشی به‌صورت تک انجام شد. به‌دلیل اینکه میل‌مهارهای پُرمقاومت در حین شکست در مرحله‌ی اول، با توجه به میدان‌های کرنش، مقادیر کرنش بسیار کمی نسبت به کرنش

[۱] *Electrode Welding*
[۲] Visual *Testing*
[۳] set up
[۴] *Linear* Variable Differential Transformer
[۵] Facet size

جدول ۴. نتایج آزمون‌های آزمایشگاهی.

نمونه	نوع میل‌مهار	نوع اتصال جوشی	بیشینه‌ی نیروی میل‌مهار (KN)	بیشینه‌ی کرنش میل‌مهار (٪)	تغییر طول نهایی (mm)	نوع شکست	محل شکست
C۲۵-۱	CK۴۵	جوش گوشه‌ی ویژه جوش شیاری با نفوذ کامل	۳۰۰	۵۵/۹۷	۶۴	شکل‌پذیر	وسط میل‌مهار - شکل (۱۵- ب)
C۲۵-۲	CK۴۵	جوش نفوذی استوانه‌یی جوش شیاری مخروطی	۳۱۰	۲۵/۰۳	۶۳	شکل‌پذیر	وسط میل‌مهار - شکل (۱۵-هـ)
D۱	CK۶۰	جوش گوشه‌ی ویژه جوش شیاری با نفوذ کامل	۳۰۰	۱/۴	۳	ترد	نزدیک به جوش شیاری با نفوذ کامل HAZ (شکل ۱۶- ب)
*D۱	CK۶۰	جوش گوشه‌ی ویژه	۴۷۰	۱۵/۱۴	۲۶	شکل‌پذیر	نزدیک به فک (شکل ۱۶- د)
D۲	CK۶۰	جوش گوشه‌ی ویژه جوش شیاری مخروطی	۳۱۰	۱/۳۴	۳	ترد	نزدیک به جوش گوشه‌ی ویژه HAZ (شکل ۱۷- ب)
*D۲	CK۶۰	جوش شیاری مخروطی	۴۴۰	۱۱/۵۲	۹/۸	ترد	نزدیک به جوش نفوذی مخروطی HAZ (شکل ۱۷- د)
D۳	CK۶۰	جوش گوشه‌ی ویژه جوش شیاری استوانه‌یی	۳۴۰	۲/۷۵	۳/۶	ترد	نزدیک به جوش گوشه‌ی ویژه HAZ (شکل ۱۸- ب)
*D۳	CK۶۰	جوش شیاری استوانه‌یی	۴۱۰	۸/۷۶	۴/۵	ترد	نزدیک به جوش نفوذی استوانه‌یی HAZ (شکل ۱۸-د)
* نیروی تسلیم و گسیختگی میل‌مهار مصرفی CK۴۵ به ترتیب برابر با ۲۰۰ و ۳۲۲ کیلونیوتن هستند.							
* نیروی تسلیم و گسیختگی میل‌مهار مصرفی CK۶۰ به ترتیب برابر با ۲۵۰ و ۴۵۶ کیلونیوتن هستند.							



شکل ۱۴. نمونه‌های آزمایشگاهی در مرحله‌های اول و دوم آزمون کشش.

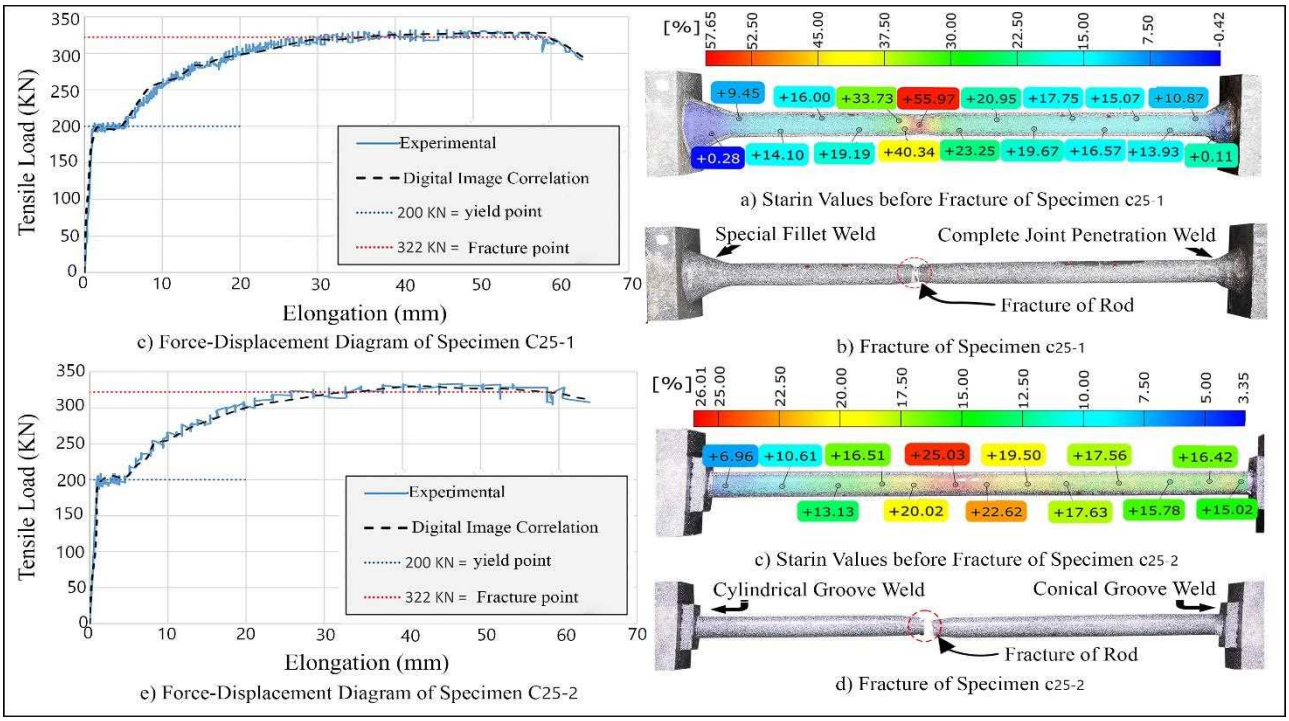
گسیختگی نهایی میل‌مهار داشتند و کاملاً به کرنش گسیختگی نرسیده و همچنان تقریباً کشسان باقی مانده‌اند، می‌توان در مرحله‌ی دوم با قراردادن قسمت گسیخته‌شده در درون فک و حذف این قسمت از مشارکت در تحمل نیروی کششی، آزمایش کشش روی اتصال جوشی را به‌صورت تک انجام داد.

۴. نتایج آزمایش‌ها

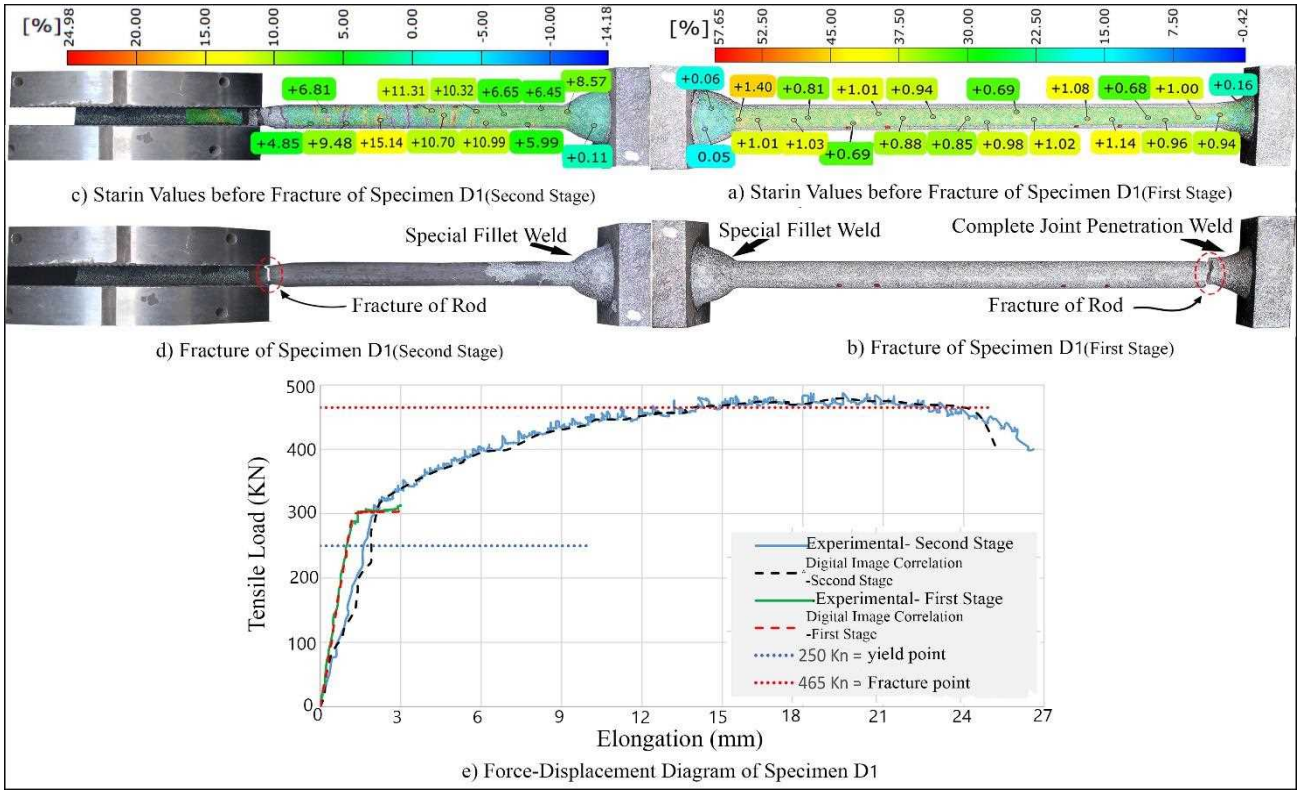
در پایان آزمایش‌های انجام‌شده، در همه‌ی نمونه‌ها، ورق‌های کف‌ستون متصل به میل‌مهار تا لحظه‌ی شکست میل‌مهار، کشسان باقی ماندند و در هیچ‌کدام از نمونه‌ها در حین آزمایش، لایه‌لایه‌شدن یا پارگی ورق کف‌ستون رخ نداده است. نوع شکست میل‌مهارها براساس مقایسه‌ی نیرو و کرنش حین شکست میل‌مهار با نیرو و کرنش گسیختگی میل‌مهار با توجه به جدول ۱ مشخص شده است. نتایج هر آزمون آزمایشگاهی در جدول ۴ ارائه شده است. همچنین نتایج نمودارهای نیرو- جابجایی به‌دست‌آمده از روش همبستگی تصاویر دیجیتال با نمودارهای نیرو- جابه جایی حاصل شده از دستگاه کشش، تقریبا مطابقت داشتند.

مقادیر کرنش قبل از شکست میل‌مهار و محل شکست میل‌مهار در نمونه‌های C۲۵-۱ و C۲-۲۵ به ترتیب در شکل‌های ۱۵ (الف، ب، د، و هـ) نشان داده شده‌اند. به‌دلیل نمایان‌بودن اتصال‌های جوشی در نمونه‌ی C۱-۲۵ و مقادیر کرنش خیلی کم در جوش‌ها، نتیجه گرفته شد که تا آخرین لحظه از بارگذاری، اتصال‌های جوش گوشه‌ی ویژه و جوش شیاری با نفوذ کامل، کشسان باقی ماندند. بقیه‌ی اتصال‌های جوشی نمایان نبودند. به‌دلیل باریک‌شدگی همراه کرنش‌های زیاد، کرنش در محل شکست نمونه‌ی C۱-۲۵، مقدار بیشتری نسبت به کرنش در محل باریک‌شدگی نمونه‌ی C۲-۲۵ داشته است. براساس نیروی حین شکست میل‌مهارها در هر دو نمونه‌ی C۱-۲۵ و C۲-۲۵ مطابق با شکل‌های ۱۵ (ج و ی)، هر چهار نوع اتصال جوشی، توانایی تحمل نیروی گسیختگی میل‌مهارهای مصرفی را داشتند و آسیبی در اتصال‌ها ایجاد نشده است. همچنین برای میل‌مهارهای معمولی CK۴۵ در هر دو نمونه‌ی مرتبط، شکست در ناحیه‌ی HAZ رخ نداده است.

در نمونه‌های D۱، D۲، و D۳، شکست تمامی میل‌مهارها به جز آزمون دوم در نمونه‌ی D۱، در هر مرحله به‌صورت تُرد و شکننده رخ داده بود. در مرحله‌ی اول آزمون کشش هر نمونه، مواردی همچون خطای ساخت ایجادشده ناشی از جوشکاری و ضعف مقاومت در ناحیه‌ی جوشکاری‌شده، باعث ایجاد شکست میل‌مهارها در منطقه‌ی HAZ به‌همراه کاهش ظرفیت نیرویی میل‌مهار شده‌اند. به‌دلیل شکست میل‌مهارها در هر دو مرحله در نمونه‌های دارای

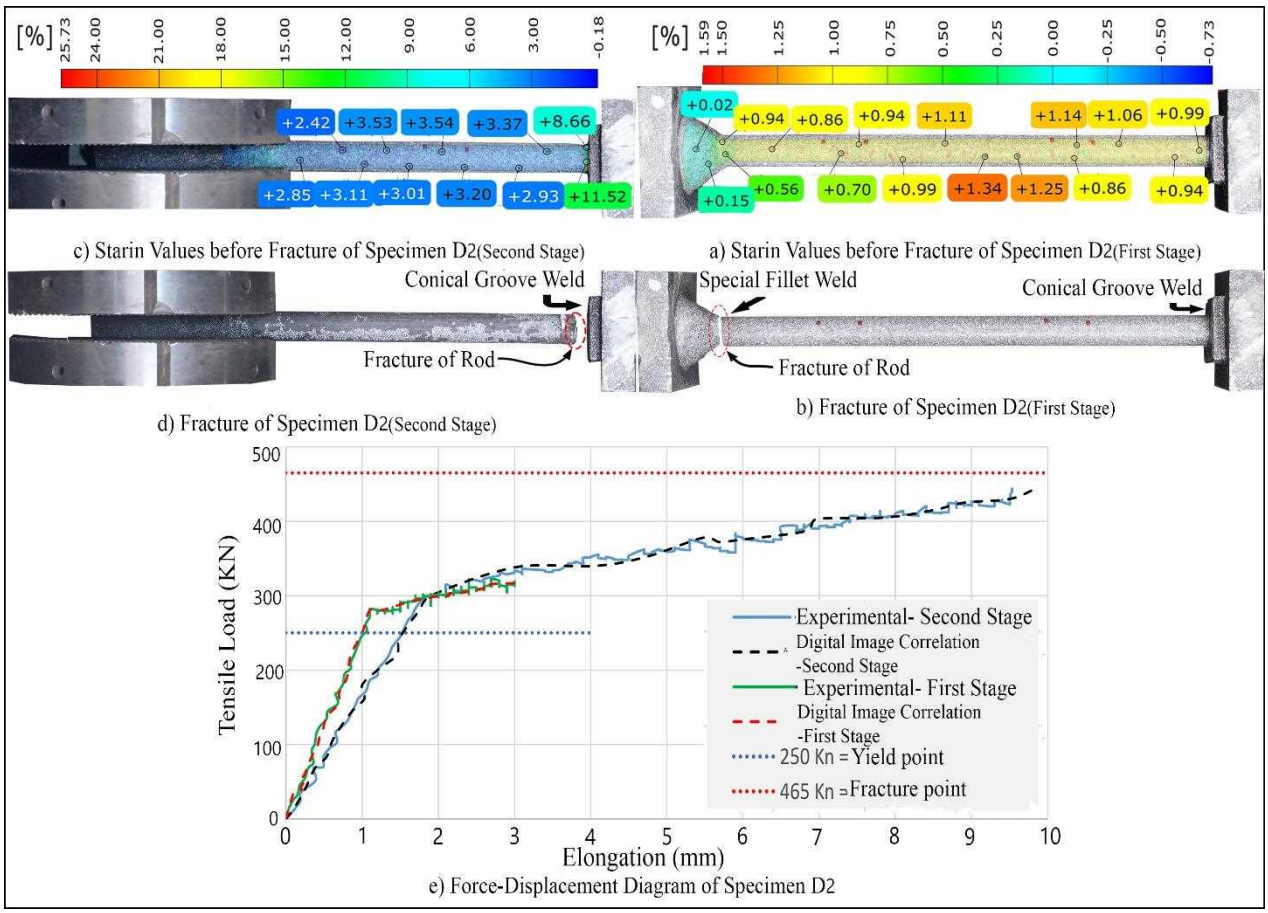


شکل ۱۵. نتایج و نمودارهای نمونه‌های C۲۵-۱ و C۲۵-۲.

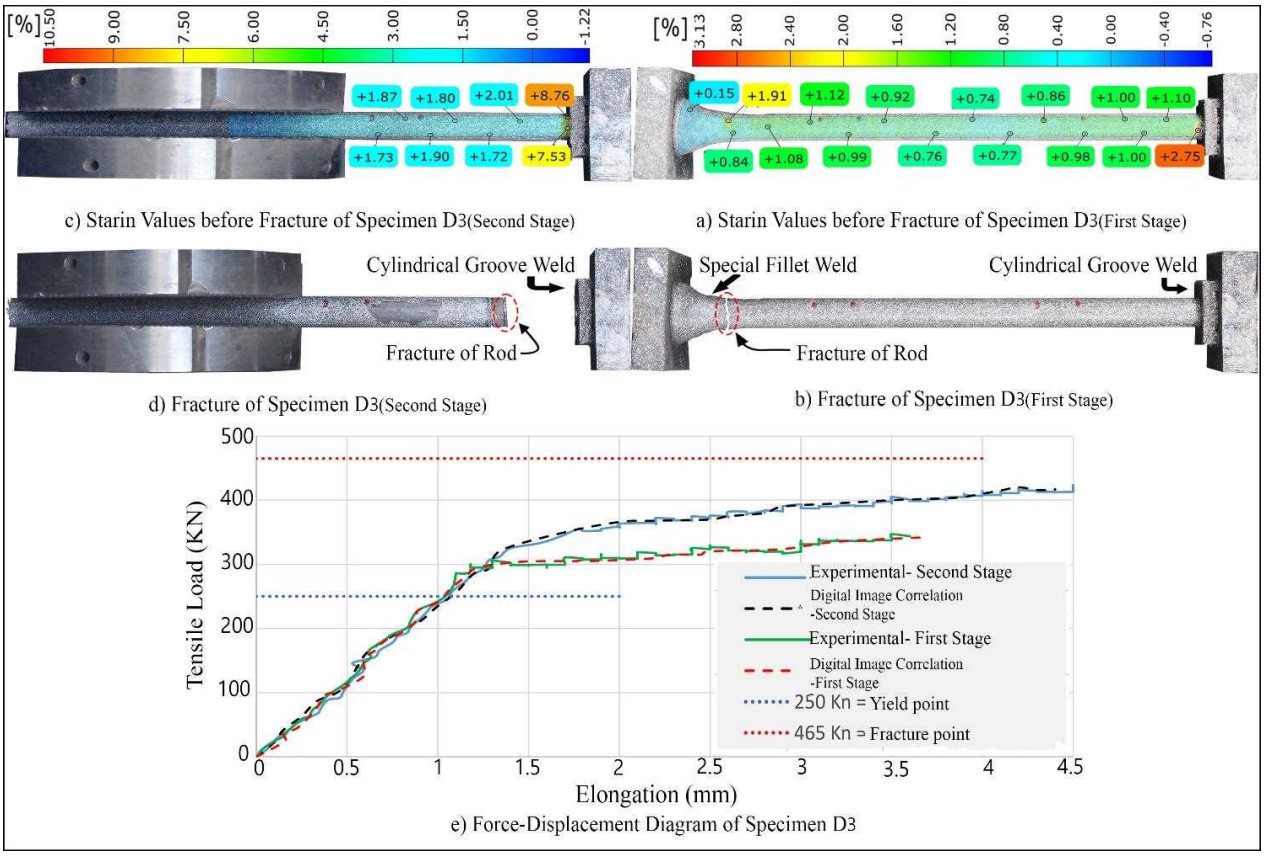


شکل ۱۶. نتایج و نمودارهای نمونه‌ی D۱.

میل‌مهار مصرفی CK۶۰ با کرنشی کمتر از کرنش گسیختگی، نوع شکست میل‌مهار نزدیک به اتصال‌های جوشی به‌صورت تُرد و زودهنگام بوده است. بنابراین، جهت جلوگیری از شکست تُرد میل‌مهارهای پُرمقاومت به‌همراه کاهش نیرو در ناحیه‌ی HAZ، اجرای عملیات پیش‌گرمایش و پس‌گرمایش در حین جوشکاری اتصال‌های جوشی مخصوصاً اتصال جوش شیاری مخروطی و استوانه‌یی به‌دلیل حجم و حرارت زیاد جوشکاری الزامی است. برای اتصال‌های جوشی نمایان، از جمله جوش گوشه‌ی ویژه و جوش شیاری با نفوذ کامل، مقادیر کرنش بسیار کمی نسبت به بقیه‌ی نواحی میل‌مهار مشاهده و نتیجه‌گیری شد که جوش‌ها تا آخرین لحظه‌ی بارگذاری، کشسان باقی مانده‌اند. جزئیات مربوط به کلیه‌ی نتایج نمونه‌های D۱، D۲، و D۳، به ترتیب در شکل‌های ۱۶ الی ۱۸ مشاهده می‌شوند. در مرحله‌ی اول، برای هر نمونه‌ی آزمایشگاهی ذکرشده، اتصال‌های جوشی بررسی‌شده به‌دلیل اثر حرارت در



شکل ۱۷. نتایج و نمودارهای نمونه‌ی D۲.



شکل ۱۸. نتایج و نمودارهای نمونه‌ی D۳

ناحیه‌ی HAZ توانایی تحمل نیروی تسلیم میل‌مهار را داشته‌اند. همچنین، در مرحله‌ی دوم در همان نمونه‌ها، اتصال‌های جوشی به‌صورت تکی تقریباً توانایی تحمل نیروی گسیختگی میل‌مهارها را داشته‌اند.

شکست شکل‌پذیر میل‌مهار در مرحله‌ی دوم آزمون نمونه‌ی D۱ در محل نزدیک به فک دستگاه، به‌دلیل اعمال نیروی عرضی فشاری از طرف فک و کشش طولی در میل‌مهار حین آزمایش بوده است. تنش‌های بحرانی ایجادشده در لبه‌ی فک، اثر بحرانی‌تری نسبت به اثر حرارت جوشکاری در ناحیه‌ی HAZ اتصال جوش گوشه‌ی ویژه به‌دلیل حجم جوشکاری کم داشتند. اما در آزمون دوم، نمونه‌های D۲ وD۳ به‌دلیل حجم جوشکاری زیاد در اتصال‌های جوش شیاری مخروطی و استوانه‌یی، اثر حرارت ناشی از جوشکاری در ناحیه‌ی HAZ، بحرانی‌تر از ناحیه‌ی فک بوده است.

۵. نتیجه‌گیری

در اتصال‌های کف‌ستون نمایان، به‌دلیل عدم تماس ورق کف‌ستون و بتن بعد از غیرخطی‌شدن میل‌مهارها در حین بارگذاری، پینچینگ در نمودار هیسترزیس اتصال کف‌ستون رخ می‌دهد. به‌دلیل قرارگرفتن میل‌مهار زیر ورق کف‌ستون توسط اتصال‌های جوشی در ناحیه‌ی زیرین بال‌ستون و فعال‌شدن عملکرد فشاری- کششی میل‌مهارها حین بارگذاری، عامل ایجاد پینچینگ در نمودار هیسترزیس اتصال کف‌ستون حذف می‌شود. در پژوهش حاضر، خروج از مرکزیت بین میل‌مهار و بال‌ستون در اتصال‌های کف‌ستون بررسی‌شده نیز حذف شدند. تعداد چهار نوع جوش معرفی‌شده به نام‌های: جوش گوشه‌ی ویژه، جوش شیاری با نفوذ کامل، جوش شیاری استوانه‌یی، و جوش شیاری مخروطی برای ارزیابی مقاومت کششی اتصال جوشی میل‌مهار تحت کشش به ورق کف‌ستون بررسی شدند. هدف اصلی، حفظ مقاومت در اتصال‌های جوشی نسبت به نیروی گسیتخگی میل‌مهارها بوده است. براساس جنس میل‌مهارهای مختلف، دو اتصال T- شکل جوشی متفاوت از هم، در ۵ نمونه‌ی آزمایشگاهی مطابق با ضوابط آیین‌نامه‌ی جوشکاری، طراحی و ساخته شدند و تحت بار کششی قرار گرفتند.

از روش همبستگی تصاویر دیجیتال برای مشخص‌کردن میدان کرنش سطوح بررسی‌شده، تعیین نوع شکست میل‌مهارها، و رسم نمودار نیرو- جابجایی برای هر نمونه استفاده شد. در نمونه‌های دارای میل‌مهار معمولی CK۴۵، شکست میل‌مهارها با توجه به مقادیر کرنش، از نوع شکل‌پذیر بودند و ۴ نوع اتصال جوشی معرفی‌شده در نمونه‌های مذکور، توانایی تحمل ظرفیت نهایی کششی میل‌مهارها را داشتند و تا لحظه‌ی نهایی، سالم و کشسان باقی ماندند. در نمونه‌های دارای میل‌مهار پُرمقاومت CK۶۰، شکست میل‌مهارها در نیروی نهایی برابر با نیروی گسیختگی و با توجه به مقادیر کرنش کمتر از کرنش نهایی، به‌صورت کاملاً تُردگونه و زودهنگام به‌دلیل ضعف میل‌مهار پُرمقاومت در برابر جوشکاری، در ناحیه‌ی HAZ رخ داده است. بنابراین، نوع میل‌مهار انتخابی برای اتصال‌های کف‌ستون بررسی‌شده بسیار مهم است. البته با انجام عملیات پیش‌گرمایش و پس‌گرمایش می‌توان از ایجاد شکست‌های تُرد واقع در ناحیه‌ی HAZ برای انواع مختلف اتصال جوشی میل‌مهار جلوگیری کرد. در همه‌ی نمونه‌های دارای میل‌مهار پُرمقاومت، هر ۴ نوع اتصال جوشی تا لحظه‌ی نهایی آزمایش، سالم و کشسان باقی ماندند.

همچنین ورق کف‌ستون و اتصال‌های جوشی با توجه به مقادیر کرنش در هر ناحیه، همگی کشسان باقی ماندند. نتایج نمودارهای نیرو- جابجایی به‌دست‌آمده از روش همبستگی تصاویر دیجیتال با نمودارهای نیرو-جابجایی حاصل‌شده از دستگاه کشش تقریباً مطابقت داشتند.

جوش گوشه‌ی ویژه، به‌دلیل نداشتن عملیات تراشکاری و آماده‌سازی ورق، هزینه‌ی کمتری نسبت به بقیه‌ی جوش‌ها داشته است. به‌دلیل پیکربندی جوش گوشه‌ی ویژه، نیروی محوری میل‌مهار برخلاف بقیه‌ی اتصال‌های جوشی، با خروج از مرکزیت به ورق منتقل می‌شود. جوش شیاری با نفوذ کامل به‌دلیل حجم کم عملیات تراشکاری نسبت به جوش‌های شیاری مخروطی و استوانه‌یی، اجرای آسان‌تر و هزینه‌ی کمتر دارد. در اتصال جوش گوشه و جوش شیاری با نفوذ کامل، به‌دلیل عدم نیاز به سوراخ‌کاری در ورق و احتمال لایه‌لایه‌شدن در ورق کف‌ستون، باید آزمون‌های التراسونیک جهت اطمینان از کیفیت مصالح ورق انجام شوند. همچنین جهت جلوگیری از ایجاد پدیده‌ی اخیر، توصیه می‌شود از اتصال‌های جوش شیاری مخروطی یا استوانه‌یی به‌دلیل قرارگرفتن در سوراخ ایجادشده در ورق استفاده شود.

در جوش شیاری مخروطی و استوانه‌یی، هزینه و زمان انجام فرایند جوشکاری زیاد است. توصیه می‌شود از اتصال‌های جوشی مخروطی یا استوانه‌یی برای ورق‌های با ضخامت بالا به‌دلیل حجم زیاد جوشکاری، هزینه و حرارت زیاد در اتصال جوش شیاری مخروطی و سختی اجرای جوشکاری در فضای کم و عدم نفوذ کامل جوش در اتصال جوش شیاری استوانه‌یی استفاده نشود. بنابراین، برای ضخامت‌های زیاد ورق، اتصال جوش شیاری استوانه‌یی، غیراجرایی و اتصال جوش شیاری مخروطی، غیراقتصادی است.

همچنین به‌دلیل حجم زیاد جوشکاری در اتصال‌های جوش شیاری مخروطی و استوانه‌یی، حرارت اعمال‌شده به اتصال زیاد است. شکست ناشی از حرارت در ناحیه‌ی HAZ اتصال‌های مذکور، نیز بسیار محتمل‌تر نسبت به اتصال‌های جوش گوشه‌ی ویژه و جوش شیاری با نفوذ کامل است.

در نتیجه، جوش گوشه از لحاظ هزینه و اجرا با توجه به انجام آزمون‌های التراسونیک روی ورق، اولویت اول را نسبت به بقیه‌ی جوش‌ها دارد. جوش شیاری با نفوذ کامل نیز با توجه به عملیات تراشکاری، در اولویت دوم قرار دارد و جوش شیاری مخروطی و جوش شیاری استوانه‌یی نیز با توجه به شرایطی خاص به ترتیب اولویت‌های سوم و چهارم را در اجرا و هزینه دارند.

در تمام نمونه‌ها، هیچ شکست تُردگونه‌یی در نیرویی کمتر از نیروی تسلیم میل‌مهارها رخ نداده و اتصال‌های جوشی در برابر ظرفیت نهایی میل‌مهارها مقاوم بوده‌اند. در نتیجه، برای جلوگیری از رفتار تُردگونه و شکست‌های زودهنگام ناشی از ضعف میل‌مهار پُرمقاومت در برابر جوشکاری در ناحیه‌ی HAZ در اتصال‌های جوشی، توصیه می‌شود که علاوه‌بر انجام عملیات پیش‌گرمایش و پس‌گرمایش در حین جوشکاری، میل‌مهارهای جوش‌شده به ورق طبق آیین‌نامه‌ها به صورت کشسان طراحی شوند و نیرو-کنترل باقی بمانند.

تقدیر و تشکر

از جناب آقای مهندس حیدریان، مدیرعامل محترم شرکت آکام فولاد، که در تهیه‌ی مصالح و ساخت نمونه‌های آزمایشگاهی، نویسندگان را یاری رساندند، صمیمانه تشکر می‌شود.

References - منابع

1. Tremblay, R., Filiatrault, A., Timler, P. and Bruneau, M., 1995. Performance of steel structures during the 1994 Northridge earthquake. *Canadian Journal of Civil Engineering*, *22*(2), pp.338-360. https://doi.org/10. 1139/l95-046.

2. Latour, M. and Rizzano, G., 2013. Full strength design of column base connections accounting for random material variability. *Engineering Structures*, *48*, pp.458-471. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2012.09.026 .

3. Lim, W.Y., Lee, D. and You, Y.C., 2017. Exposed column-base plate strong-axis connections for small-size steel construction. *Journal of Constructional Steel Research*, *137*, pp.286-296. https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2017.06.018

4. Rodas, P.T., Zareian, F. and Kanvinde, A., 2016. Hysteretic model for exposed column–base connections. *Journal of Structural Engineering*, *142*(12), p.04016137. https://doi.org /10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001602.

5. Astaneh-Asl, A., 2008. Seismic behavior and design of base plates in braced frames. *SteelTIPS, Technical Information and Product Service, Structural Steel Educational Council*.

6. Gomez, I., Kanvinde, A. and Deierlein, G.G., 2010. Exposed column base connections subjected to axial compression and flexure. *AISC, Chicago*, *257*.

7. Fahmy, M., 2000. *Seismic behavior of moment-resisting steel column bases*. University of Michigan.

8. Eurocode 3, (2005), Design of steel structures, part 1-8: Design of joints.

9. Vakili Sadeghi, H., Mirghaderi, S.R., Epackachi, S., Asgarpoor, M. and Gharavi, A., 2022. Numerical study on split base plate connection with concentric anchors between steel-plate composite wall and concrete basemat. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, *31*(11), p.e1937. https://doi.org /10.1002/tal.1937.

10. AISC-360., 2016. Specification for structural steel buildings. American Institute of Steel Construction.

11. Lee, C.K., Chiew, S.P. and Jiang, J., 2012. Residual stress study of welded high strength steel thin-walled plate-to-plate joints, Part 1: Experimental study. *Thin-Walled Structures*, *56*, pp.103-112. https://doi.org/10.1016/j.tws.2012.03.015.

12. Wang, Y.B., Li, G.Q. and Chen, S.W., 2012. The assessment of residual stresses in welded high strength steel box sections. *Journal of Constructional Steel Research*, *76*, pp.93-99. https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2012.03.025.

13. Mohandas, T., Reddy, G.M. and Kumar, B.S., 1999. Heat-affected zone softening in high-strength low-alloy steels. *Journal of Materials Processing Technology*, *88*(1-3), pp.284-294. . https://doi.org/10.1016/S0924-0136(98)00404-X.

14. Gáspár, M., 2019. Effect of welding heat input on simulated HAZ areas in S960QL high strength steel. *Metals*, *9*(11), p.1226. https://doi.org/10.3390/met9111226.

15. Chen, C., Zhang, X., Zhao, M., Lee, C.K., Fung, T.C. and Chiew, S.P., 2017, February. Effects of welding on the tensile performance of high strength steel T-stub joints. In *Structures 9*, pp. 70-78. Elsevier Elsevier. https://doi.org/10.1016/j.istruc .2016.09.008.

16. Björk, T., Ahola, A. and Tuominen, N., 2018. On the design of fillet welds made of ultra-high-strength steel. *Welding in the World*, *62*, pp.985-995. doi.org/10.1007/s40194-018-0624-4.

17. Barzegar-Mohammadi, S., Haghpanahi, M., Zeinoddini, M. and Miresmaeili, R., 2023, April. Cooling rate effects on fatigue life prediction using hardness measurements for in-service steel patch-welds with and without TIG dressing treatment. In *Structures 50*, pp. 1285-1302. Elsevier. Elsevier. https://doi.org/ 10.1016/j.istruc.2023.02.019.

18. Tajik, N., Mirghaderi, S.R., Asghari, A. and Hamidia, M., 2024. Experimental and numerical study on weld strengths of built-up steel box columns. *Journal of Constructional Steel Research*, *213*, p.108362. https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2023. 108362.

19. Kamtekar, A.G., 1982. A new analysis of the strength of some simple fillet welded connections. *Journal of Constructional Steel Research*, *2*(2), pp.33-45. https://doi.org/10.1016/0143-974X(82)90024-4.

20. Nie, C. and Dong, P., 2012. A traction stress based shear strength definition for fillet welds. *The Journal of Strain Analysis for Engineering Design*, *47*(8), pp.562-575. https:// doi.org/10.1177/0309324712456646 .

21. AWS-D1.4/D1.4M., 2018. Structural Welding Code Steel Reinforcing Bars. *American Welding Society.*

22. ACI 318-19., 2019. Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary. *American Concrete Institute: Farmington Hills, MI, USA.*

23. American Welding Society. Structural Welding Committee, American Welding Society and American National Standards Institute, 2020. *Structural Welding Code--steel*. American Welding Society.

24. de Normalisation, C.E., 2005. *Eurocode 3: design of steel structures− part 1-10: material toughness and through-thickness properties.* EN 1993-1-10, Comité Européen de Normalisation, Brussels.

25. AWS-B1.10M/B1.10., 2016. Guide for the Non-destructive Examination of Welds. *American Welding Society.*

26. Ekstrom, M.P., 2012. *Digital image processing techniques 2*. Academic Press.

27. Pan, B., Xie, H., Wang, Z., Qian, K. and Wang, Z., 2008. Study on subset size selection in digital image correlation for speckle patterns. *Optics express*, *16*(10), pp.7037-7048. https://doi.org/10.1364/OE.16.007037.

28. Idhar, R.A., Sjah, J., Handika, N. and Tjahjono, E., 2020, May. Evaluation of loading rate to the stress-strain response of reinforcing steel bar. In *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering 801*(1), p. 012016). IOP Publishing. http://dx.doi.org/10.1088/1757-899X/801/1/012016.

29. Callister Jr, W.D. and Rethwisch, D.G., 2020. *Materials science and engineering: an introduction*. John wiley and sons.

30. GOM Correlate. GOM—Precise Industrial 3D Metrology.*Braunschweig, Germany*. Available online:https://www.gom.com/index.html

مهندسی عمران شریف، پاییز ۱۴۰۳)
دوره ی ۴۰، شماره ی ۳، صص ۱۵۳-۱۶۳ ، (پژوهشی)

Original Article

بررسی تأثیر نسبت ارتفاع تیر به عرض مقطع ستون در حالت شکست و عرض مؤثر دال در قاب‌های خمشی بتن مسلح

علی خلیلی (دکتری)
فریبرز ناطقی الهی* (استاد)
مرکز تحقیقات سازه، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله

اغلب کدهای طراحی بین‌المللی، بندهائی را برای دست‌یابی به رفتار شکل‌پذیر و جلوگیری از رفتار تُرد و خطرناک در قاب‌های بتن مسلح در نظر گرفته‌اند. هدف از بندهای مذکور، دست‌یابی به روش ستون قوی- تیر ضعیف در طراحی قاب‌های بتن مسلح است. بررسی شکست‌های پرتکرار در زمین‌لرزه‌های قوی دهه‌های اخیر نشان می‌دهد که حالت شکست تیر قوی- ستون ضعیف منجر به بروز خسارت‌های شدیدی در قاب‌های خمشی بتن مسلح شده است. این حالت شکست رایج می‌تواند به دو علت اصلی ایجاد شود؛ اول اینکه، در قسمت طراحی لرزه‌یی قاب‌های بتن مسلح برای شکل‌پذیری‌های مختلف، رابطه‌یی مابین ارتفاع تیر و عرض مقطع ستون تعریف نشده است، که این موضوع می‌تواند در نتیجه‌ی فرآیند طراحی موجب طرح تیرهای با مقاومت خمشی و سختی بیشتر نسبت به ستون شود، که نهایتاً باعث خسارت شدید به ستون‌ها و درنهایت، انهدام آن قاب‌ها طی زلزله‌های بزرگ شود. دوم اینکه، اثر بتن سقف و آرماتورهای مدفون در آن در مقاومت خمشی منفی تیرها یا به درستی تخمین زده نمی‌شود و یا در محاسبه‌ی لنگر خمشی منفی تیرها لحاظ نمی‌شود. که این امر نیز نهایتاً می‌تواند منجر به ضعف خمشی ستون‌ها نسبت به تیرها در یک اتصال شود. برای ارزیابی تأثیر نسبت ارتفاع تیر به عرض مقطع ستون در عملکرد لرزه‌یی قاب‌های خمشی بتن مسلح، چند مدل محاسباتی در چارچوب یک مطالعه‌ی پارامتریک مدل‌سازی و تحلیل شده‌اند. بدین منظور و در ابتدا، پس از راستی‌آزمایی یک مدل آزمایشگاهی با استفاده از روش اجزاء محدود و در نرم‌افزار آباکوس نسبت به توسعه‌ی مدل‌های عددی اقدام شده است. پارامترهای بررسی‌شده، شامل: ارتفاع و طول تیر طولی (تیر و بارگذاری جانبی در یک جهت) مدل، راستی‌آزمایی‌شده هستند. یافته‌های مطالعه‌ی عددی حاضر نشان می‌دهد که نیاز مبرمی برای درنظرگرفتن تبصره‌ی جدیدی در قسمت طرح لرزه‌یی قاب‌های بتن مسلح درخصوص محدودساختن نسبت ارتفاع تیر به عرض مقطع ستون به عدد ۱/۲۵ وجود دارد.

واژگان کلیدی: نسبت ارتفاع تیر به عرض مقطع ستون، قاب‌های خمشی بتن مسلح، تحلیل اجزاء محدود، عرض مؤثر دال.

khalili@iiees.ac.ir
nateghi@iiees.ac.ir

۱. مقدمه

قاب‌های خمشی بتن مسلح با انواع مختلف از شکل‌پذیری، یکی از رایج‌ترین سیستم‌های سازه‌یی استفاده‌شده در ساختمان‌های چندطبقه در سراسر دنیا هستند. در عین حال، یکی از حالت‌های شکست پرتکرار در قاب‌های مذکور در زمین‌لرزه‌های قوی دهه‌های اخیر، حالت شکست [۱] «تیر قوی- ستون ضعیف» بوده است.[۱-۶] این نوع از شکست باعث تشکیل مفصل‌های خمیری در ستون‌ها به جای تیرها می‌شود، که درنهایت ممکن است منجر به فروریزش و یا انهدام سازه شود و یا ممکن است باعث مشکل‌شدن تعمیرپذیری و استفاده‌ی مجدد از سازه شود. این حالت شکست به عنوان مکانیزم ستون- محور[۲] نامیده می‌شود، که براساس فلسفه‌ی طراحی براساس ظرفیت[۳]، مکانیزمی نامطلوب است.[۷] برای جلوگیری از فروریزش سازه به دلیل مکانیزم ستون- محور، باید جمع لنگر خمشی مقاوم ستون‌ها بیشتر از تیرهایی باشد که با هم تشکیل یک اتصال رامی‌دهند؛ که از آن به عنوان روش طراحی ستون قوی- تیر ضعیف یاد می‌شود.[۷]

براساس ادبیات فنی موجود، مطالعات متعددی به بررسی دلایل وقوع شکست ذکرشده در قاب‌های خمشی بتن مسلح پرداخته‌اند. ارسلان و کورماکس[۴] (۲۰۰۷)، اعلام کردند که تعریف تیرهای عمیق و ستون‌های انعطاف‌پذیر در طراحی و ساخت قاب‌های خمشی بتن مسلح در ترکیه به‌دلیل تعریف دهانه‌های بزرگ در طراحی معماری، باعث شده است تا در حین بارگذاری لرزه‌یی، تیرها کشسان باقی بمانند، در حالی که ستون‌ها دچار شکستگی به دلیل خردشدگی فشاری و یا شکست برشی می‌شوند.[۱] بنابر یکی از مشاهده‌های مهم گزارش‌شده توسط دوگان[۵] (۲۰۱۳)، از دلایل عمده‌ی تجمع آسیب در ستون‌ها می‌توان به ابعاد مقطع نامناسب آن‌ها در ستون‌های مستطیل‌شکل و استفاده از تیرها با ارتفاع مقطع زیاد یاد کرد.[۲] از مشاهده‌های اخیر می‌توان نتیجه گرفت که ابعاد هندسی تیرها و ستون‌ها ممکن است در وقوع حالت شکست تیر قوی- ستون ضعیف تأثیر بگذارند.

*نویسنده مسئول

تاریخ دریافت: ۱۴۰۲/۰۹/۰۸، تاریخ اصلاحیه: ۱۴۰۲/۱۱/۱۶، تاریخ پذیرش: ۱۴۰۲/۱۱/۲۸.

استناد به این مقاله:
خلیلی، علی و ناطقی الهی ، فریبرز ، ۱۴۰۳. بررسی تأثیر نسبت ارتفاع تیر به عرض مقطع ستون در حالت شکست و عرض مؤثر دال در قاب‌های خمشی بتن مسلح، ۴۰(۳)، صص ۱۵۳- ۱۶۳. DOI: 10.24200/j30.2024.63024.3269

[۱] Failure Mode
[۲] Column –Driven Mechanism
[۳] Capacity Design Philosophy
[۴] Korkmaz
[۵] Dogan

در سال ۲۰۱۷، در منطقه‌ی سرپل ذهاب از استان کرمانشاه در کشور ایران، زلزله‌ی بزرگی به وقوع پیوست و موجب واردآمدن آسیب‌های اساسی به انواع سازه‌های موجود در منطقه شد. براساس مشاهده‌های گزارش‌شده، یکی از پرتکرارترین حالت‌های شکست، حالت تیر قوی- ستون ضعیف بوده است.[۸-۱۰]

سازه‌هایی که به‌دلیل حالت شکست تیر قوی- ستون ضعیف در زمین‌لرزه‌ی سرپل ذهاب، دچار خرابی جزئی از ناحیه‌ی ستون یا فروریزش شدند، عموماً براساس مبحث نهم از مقررات ملی ساختمان ایران (INBR)[1] (ویرایش ۱۳۹۲) و یا نسخه‌های قدیمی‌تر آن طراحی و ساخته شده بودند. براساس ویرایش اخیر از آئین‌نامه INBR، برای طراحی لرزه‌یی قاب‌های خمشی بتن مسلح، سه سطح شکل‌پذیری در نظر گرفته شده است، که شامل: شکل‌پذیری عادی، متوسط، و ویژه است.[۱۱] متأسفانه عملاً بسیاری از طراحان به دلیل پیچیدگی مقررات مربوط به شکل‌پذیری ویژه، طراحی قاب‌های خمشی بتن مسلح ساختمانی را عمدتاً با درنظرگرفتن ضوابط شکل‌پذیری متوسط انجام داده‌اند.[۹] همچنین، آئین‌نامه‌ی مذکور هیچ الزامی را برای رعایت روش طراحی ستون قوی-تیر ضعیف در قاب‌های خمشی بتن مسلح با شکل‌پذیری عادی و متوسط در نظر نگرفته است. از سوی دیگر، طراحان اغلب برای کاهش جابجایی نسبی طبقات[۲] به مقادیر مجاز آئین‌نامه‌یی، ارتفاع مقطع تیرها را افزایش می‌دهند. همچنین، طراحان ممکن است به دلایل معماری، دهانه‌های بلند با ستون‌های مستطیل‌شکل را در نظر بگیرند، که منجر به افزایش ارتفاع مقطع تیرها می‌شود. این روش طراحی، در حالی که می‌تواند استحکام و ظرفیت خمشی تیرها را بهبود بخشد، ممکن است در زمان رخ‌دادن زلزله‌های بزرگ، مانند سرپل ذهاب، منجر به تجمع خسارت در دو انتهای ستون‌ها شود. این تذکر لازم است که مقررات فعلی طراحی لرزه‌یی برای سازه‌های بتن مسلح، مانند مبحث نهم از مقررات ملی ساختمان ایران،[۱۱] آئین‌نامه‌ی بتن آمریکا ACI- ۳۱۸،[۱۲] و آئین‌نامه‌ی بتن اروپا EC۸،[۱۳] هیچ مقرراتی را برای محدودساختن نسبت ارتفاع تیر به عرض مقطع ستون در طراحی لرزه‌یی قاب‌های بتن مسلح در نظر نمی‌گیرند. از سوی دیگر، نتایج حاصل از مطالعات آزمایشگاهی و عددی بر روی تأثیر پارامترهای مختلف در دست‌یابی به روش طراحی ستون قوی- تیر ضعیف حاکی از آن است که ضوابط پیشنهادی توسط آئین‌نامه‌های اشاره‌شده درخصوص نسبت مجموع لنگر خمشی مقاوم ستون‌ها به تیرها در یک اتصال، در جلوگیری از تشکیل مفاصل در ستون‌ها کارآمد نیستند و نیاز به بازبینی و ارتقاء دارند.[۱۴-۱۸]

با عنایت به موارد پیش‌گفته، می‌توان این‌گونه استنباط کرد که جهت دسترسی به فلسفه‌ی طراحی ستون قوی- تیر ضعیف علاوه‌بر ضوابط موجود، که نیاز به بازبینی و ارتقاء دارند، باید یک ضابطه‌ی جدید در محدودیت‌های هندسی طرح لرزه‌یی قاب‌های خمشی بتن مسلح در نظر گرفته شود. محدودساختن نسبت ارتفاع تیر به عرض مقطع ستون می‌تواند یکی از ضوابط موردنیاز جهت احتراز از حالت شکست تیر قوی- ستون ضعیف و جلوگیری از تجمع خرابی بر روی ستون‌ها در زمان بارگذاری لرزه‌یی باشد.

نتایج آزمایش‌های بی‌شماری مؤید این نکته است که در سازه‌های بتن مسلح، که دال هم‌زمان با تیر بتن‌ریزی می‌شود، ظرفیت خمشی منفی محاسبه‌شده برای تیرها کمتر از مقادیر اندازه‌گیری‌شده حین آزمایش است. چرا که حین خم‌شدن تیر، دال نیز با آن خم می‌شود و آرماتورهایی از دال که تحت کشش قرار می‌گیرند، در افزایش ظرفیت خمشی منفی تیر مؤثر خواهند بود.[۱۹] از سوی دیگر، در آئین‌نامه‌های معتبر دنیا و مبحث نهم از مقررات ملی ساختمان، روابطی برای عرض مؤثر در محاسبه‌ی ظرفیت خمشی منفی تیرها، عمدتاً برای شکل‌پذیری ویژه ارائه شده است؛ لیکن، آن‌ها یا بر مبنای قضاوت مهندسی ارائه شده‌اند و یا همان مقادیر عرض مؤثر برای محاسبه‌ی ظرفیت خمشی مثبت تیرها هستند. این عدم برآورد دقیق می‌تواند موجب عدم برآورد دقیق نیروها و لنگرهای خمشی اثرکننده بر ستون شود و ضمانت اجرائی حصول فلسفه‌ی طراحی تیر ضعیف- ستون قوی حین بارگذاری زلزله را از بین ببرد و موجب بروز حالت شکست تیر قوی- ستون ضعیف شود، که نتیجه‌ی آن تشکیل مفاصل در ستون‌ها به جای تیرها خواهد بود.[۷، ۸، و ۱۹-۲۱] مطالعات آزمایشگاهی و عددی زیادی مؤید این نکته بوده‌اند که مقادیر عرض مؤثر ارائه‌شده توسط آئین‌نامه‌های طراحی، مانند ACI -۳۱۸ و EC۸ برای دست‌یابی به فلسفه‌ی طراحی ستون قوی- تیر ضعیف کفایت نمی‌کنند.[۲۲-۲۸].

شایان ذکر است که مطالعات آزمایشگاهی پیشین، دو ایراد مهم داشتند: اول اینکه، مطالعات مذکور عمدتاً بر روی نمونه‌ی اتصال‌های ایزوله صورت پذیرفته‌اند و دوم آنکه، نسبت‌های اضلاع اتصال‌های آزمایش‌شده، محدوده‌ی گسترده‌یی نداشته‌اند، تا بتوان بر آن مبنا اثر پارامترهای هندسی را در عرض مؤثر دال زمانی که به کشش می‌افتد، تبیین کرد.[۲۸] ایزوله‌بودن و ناپیوستگی اتصال‌ها باعث می‌شود تا توزیع کرنش و نحوه‌ی شکل‌گیری ترک‌ها در دال دستخوش تغییر شود و نتایج به‌دست‌آمده برای محاسبه‌ی عرض مؤثر را نامطمئن سازد.[۲۸] با عنایت به موارد ذکرشده و در جهت تبیین اثر نسبت‌های هندسی اضلاع اتصال در عملکرد لرزه‌یی قاب‌های خمشی بتن مسلح و همچنین برآورد عرض مؤثر دال در لنگرهای خمشی منفی، که نقش تعیین‌کننده‌یی در ارضاء نسبت مجموع لنگرهای خمشی ستون به مجموع لنگرهای خمشی تیر در یک گره‌ی اتصالی و در فرآیند طراحی این قبیل از سازه‌ها دارد، اثر نسبت ارتفاع تیر به عرض مقطع ستون در رفتار لرزه‌یی و میزان مشارکت دال در لنگر خمشی منفی تیرها در قاب‌های خمشی بتن مسلح، در نوشتار حاضر مورد تدقیق قرار گرفته است. از این رو، جهت بررسی حالت شکست و عملکرد لرزه‌یی اتصال‌های گوشه‌ی قاب‌های خمشی بتن مسلح با درنظرگرفتن پیوستگی آن‌ها (وجود دال) و با تأکید بر روی نسبت ارتفاع مقطع تیر به عرض مقطع ستون، یک مجموعه از مدل‌های محاسباتی[۳] با استفاده از روش اجزاء محدود بر روی مدل آزمایشگاهی ارائه‌شده توسط نینگ[۴] و همکاران (۲۰۱۴)،[۲۹] توسعه داده شد. پس از تشریح روش مدل‌سازی قاب‌های خمشی بتن مسلح سه‌بُعدی در نرم‌افزار اجزاء محدود آباکوس، به راستی‌آزمایی رفتار مدل عددی ارائه‌شده از طریق مقایسه‌ی نتایج حاصل از آن با نتایج حاصل از آزمایش نینگ و همکاران،[۲۹] پرداخته شده است. مطالعه‌ی پارامتریک بر روی طول تیر طولی (تیر و بارگذاری جانبی در یک جهت)، ارتفاع اصلی تیر طولی و عرض مقطع ستون با تهیه‌ی ۱۸ عدد قاب خمشی بتن مسلح در نرم‌افزار آباکوس صورت پذیرفته است. درنهایت، جهت بررسی کفایت

[۱] 9th Section of Iran's National Building Regulations

[۲] Floor relative displacement (Drift)

[۳] Computational Models

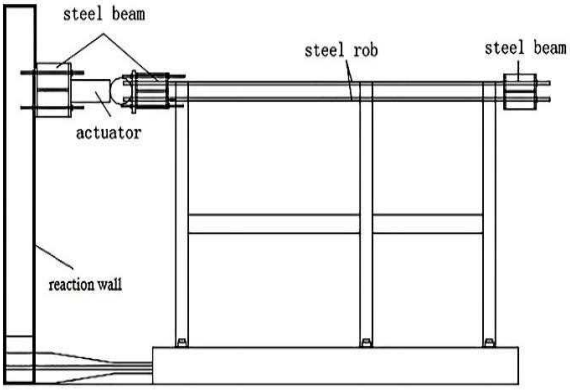
[۴] Ning

مقادیر عرض مؤثر دال ارائه‌شده توسط آیین‌نامه‌های ACI-۳۱۸ و EC۸، مقادیر به‌دست‌آمده از آئین‌نامه‌های مذکور با مقادیر حاصل از تحلیل‌های اجزاء محدود مقایسه شده‌اند.

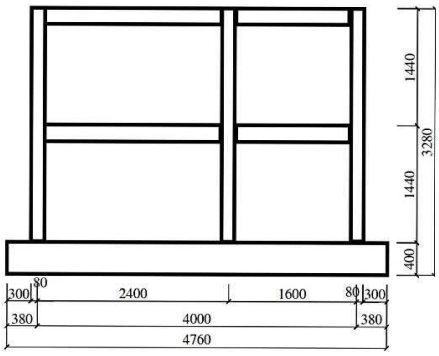
۲. مدل‌سازی عددی

۱.۲. مدل آزمایشگاهی

نینگ و همکاران (۲۰۱۴)،[۲۹] جهت بررسی اثر دال در رفتار قاب‌های خمشی بتن مسلح، یک مطالعه‌ی آزمایشگاهی ترتیب دادند؛ که در آن، دو قاب سه‌بُعدی دو طبقه، که ابعاد و جزئیات آرماتورگذاری آن‌ها در شکل ۱ و همچنین set up آزمایش در شکل ۲ مشاهده می‌شود، طراحی و ساخته شدند و تحت بارگذاری رفت و برگشتی استاتیکی، آزمایش شدند. قاب RC-۱ به عنوان نمونه‌ی شاهد و بدون دال و قاب RC-۲ به همراه دال با ضخامت ۵۰ میلی‌متر دارای تیرهای با ابعاد ۱۰۰×۲۰۰ میلی‌مترمربع و ستون‌های با ابعاد ۱۶۰×۱۶۰ میلی‌مترمربع در آزمایشگاه ساخته شدند و رفتار آن‌ها بررسی شد. در شکل ۱، جزئیات هندسی قاب RC -۲ مشاهده می‌شود؛ که مطابق آن، دو عملگر بارهای چرخه‌یی استاتیکی را به بالای قاب مذکور اعمال می کنند. بارگذاری جانبی به‌صورت کنترل جابجایی با سه چرخه با شدت برابر به نمونه اعمال شده است. میزان تغییرمکان اعمالی به نمونه به ترتیب در حین بارگذاری افزایش یافته‌اند.



شکل ۱. نمای جانبی از مدل آزمایشگاهی قاب RC-۲ .[۲۹]



شکل ۲. Set up آزمایش.[۲۹]

۲.۲. روش شاسی مدل‌سازی عددی

برای توسعه‌ی مدل‌های عددی، در ابتدا نیاز به راستی‌آزمایی مدل‌سازی نرم‌افزار آباکوس است. در همین راستا و به‌منظور بررسی قابلیت‌های عملکردی نرم‌افزار مذکور، نمونه‌ی اتصال شاهد مطالعه‌ی آزمایشگاهی نینگ و همکاران،[۲۹] در نرم‌افزار آباکوس مدل‌سازی و نتایج حاصل از آن بررسی شده است. برای مدل‌سازی مصالح بتن در نرم‌افزار آباکوس از مدل رفتاری بتن آسیب‌دیده‌ی خمیری (CDP)[۱]استفاده می‌شود. در این گزینه امکان واردکردن نقاط مختلف منحنی تنش– کرنش بتن در کشش و فشار وجود دارد. برای مدل‌سازی بتن از المان مکعبی هشت گره‌یی solid استفاده شده است. هر گره در المان مذکور، ۳ درجه‌ی آزادی انتقالی دارد. برای بخش بتنی مدل اجزاء محدود، از دو اندازه‌ی مش مختلف استفاده شده است. ضخامت دال با استفاده از ۵ المان مکعبی تقسیم‌بندی شد، که هر کدام به حجم ۵۰ ×۵۰ ×۱۰ میلی‌مترمکعب بودند، که ۱۰ میلی‌متر آن، نشان‌دهنده‌ی ضخامت هر المان است. اندازه‌ی المان برای سایر قسمت‌های باقی‌مانده درمدل، ۵۰ میلی‌متر در نظر گرفته شده است. تا حد امکان شرایط مرزی و تکیه‌گاهی مطابق با شرایط آزمایشگاهی مدل‌سازی شدند. در شکل ۳، نحوه‌ی مدل‌سازی و شرایط تکیه‌گاهی در نرم‌افزار آباکوس مشاهده می‌شود.

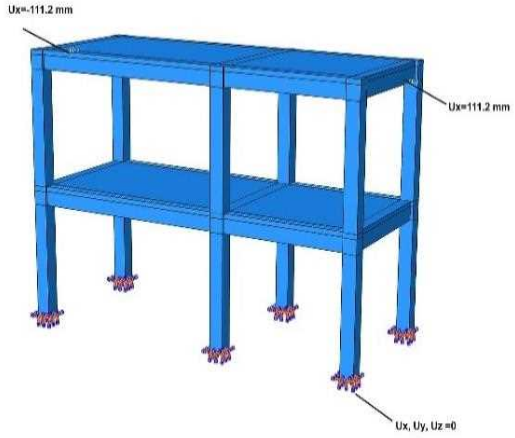
در پژوهش حاضر، دو نوع مصالح بتن و فولاد استفاده شده است. برای تعریف مشخصات کشسانی[۲] مصالح از مواد ایزوتروپیک[۳]، که مدول کشسانی آن‌ها در تمام جهت‌ها یکسان است، استفاده شده است.

۳.۲. مواد

۱.۳.۲. بتن

در نرم‌افزار آباکوس، دو مکانیزم برای انهدام بتن پیش‌بینی شده است. مکانیزم اول، ترک‌خوردگی تحت کشش و مکانیزم دوم، خردشدگی تحت فشار است. منحنی‌های تنش- کرنش بتن معمولی به این شرح و با پارامترهای اشاره‌شده تعریف می‌شوند:[۳۰]

منحنی تنش– کرنش بتن، تحت کشش از یک رابطه‌ی خطی تا رسیدن به تنش σ_t. (مقاومت کششی نهایی) پیروی می‌کند. از این نقطه به بعد با شروع ترک‌خوردگی‌ها در بتن، شاخه‌ی نرم‌شونده‌ی منحنی آغاز می‌شود، که با



شکل ۳. مدل اجزاء محدود قاب RC-۲ ،

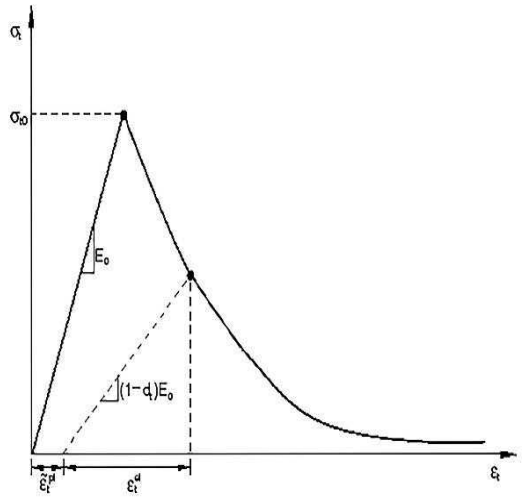
[۱] Concrete Damaged Plasticity

[۲] Elasticity

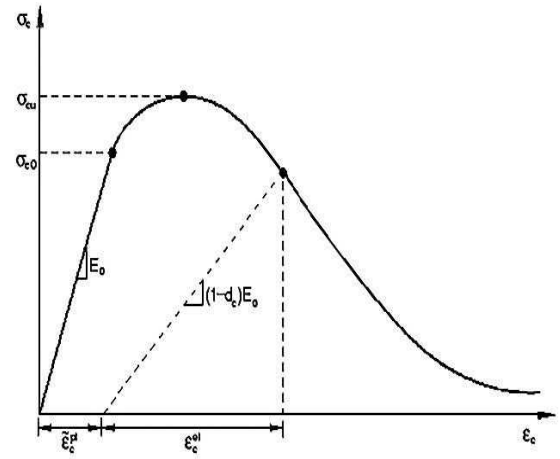
[۳] Isotropic

موضعی‌شدن تنش‌ها و افزایش عرض ترک در یک صفحه همراه است (شکل ۴).[۳۰]

همان‌طور که در شکل ۵ مشاهده می‌شود، منحنی تنش– کرنش بتن تحت فشار از یک رابطه‌ی خطی تا رسیدن به تنش σ_{c0} (تسلیم اولیه)[۱] به‌صورت خطی حرکت می‌کند. سپس مرحله‌ی غیرخطی و افزاینده‌ی منحنی شروع می‌شود و تا نقطه‌ی مربوط به تنش σ_{cu} (تنش نهایی)[۲] ادامه می‌یابد، که همان نقطه‌ی مقاومت فشاری بتن است. از این نقطه به بعد، شاخه‌ی نرم‌شونده‌ی منحنی آغاز و بتن تحت فشار، خرد می‌شود.[۳۰] پارامترهای d_c و d_t پارامترهای هستند که کاهش سختی بتن را در اثر باربرداری در شاخه‌ی نرم‌شونده نشان می‌دهند، که در اثر ترک‌خوردگی و یا انهدام بخشی از بتن اتفاق می‌افتد. در هنگام باربرداری، نمونه‌های بتنی، که در شکل‌های ۴ و ۵ با خط‌چین نشان داده شده‌اند، کاهش در سختی (مدول کشسانی) بتن رخ می‌دهد. دو پارامتر d_c و d_t، مقادیری بین ۰ و ۱ دارند؛ که ۰ نشان‌دهنده‌ی بتن بدون خسارت و ۱ بیانگر از دست‌رفتن تمام مقاومت بتن است. E. نیز



شکل ۴. منحنی تنش– کرنش بتن معمولی تحت کشش.[۳۰]



شکل ۵. منحنی تنش– کرنش بتن معمولی تحت فشار. [۳۰]

نشان‌دهنده‌ی مدول کشسانی بتن قبل از تحمل خسارت‌هاست.[۳۰] نام مدل اشاره‌شده، بتن آسیب‌دیده‌ی خمیری است، که توسط لی[۳] و همکارش (۱۹۹۸)،[۳۱] ارائه و در مطالعات عددی زیادی استفاده شده است؛ و در پیش‌بینی رفتار اعضاء بتن مسلح نتایج قابل قبولی نشان داده است.[۳۲-۳۵]

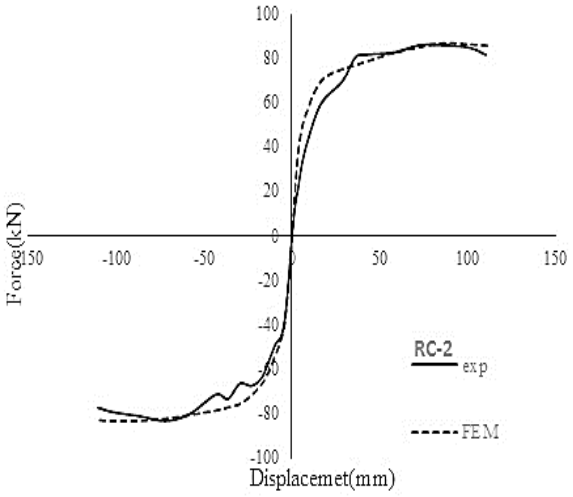
۲.۳.۲. فولاد

برای تعریف رفتار فولاد از یک مدل سه خطی ارتجاعی- خمیری[۴] استفاده شده است، که مؤلفه‌های ناحیه‌ی ارتجاعی آن شامل مدول کشسانی (E_S) و ضریب پواسون υ پارامترهای کشسان فولاد هستند. در مطالعه‌ی حاضر، ضریب پواسون برابر ۰/۳ در نظر گرفته شده و E_S براساس داده‌های ارائه‌شده در نوشتار بهنام و همکاران (۲۰۱۸)،[۳۴] تعریف شده است. آرماتورهای استفاده‌شده در ساخت ستون‌های قاب RC-۲ شامل آرماتورهایی با قطر ۱۰ میلی‌متر با مقاومت تسلیم[۵]، ۳۸۴ مگاپاسکال هستند. همچنین آرماتورهای استفاده‌شده در تیر با قطر ۸ میلی‌متر و مقاومت تسلیمی ۳۰۴ مگاپاسکال بوده‌اند. آرماتورهای طولی دال و خاموت‌های استفاده‌شده در ساخت نمونه‌ی مذکور به ترتیب با قطر ۶ میلی‌متر و مقاومت تسلیم ۲۹۴ مگاپاسکال بودند.

۳. راستی‌آزمایی مدل عددی

۱.۳. منحنی بار تغییرمکان

در شکل ۶، مقایسه‌یی بین پاسخ بار- جابجایی به‌دست‌آمده از آزمایش و پیش‌بینی مدل اجزاء محدود مشاهده می‌شود. پاسخ پیش‌بینی‌شده توسط تحلیل اجزاء محدود با نتایج آزمایشی همخوانی قابل توجهی داشته است. در جدول ۱، مقایسه‌یی بین متوسط بیشینه‌ی ظرفیت باربری جانبی و متوسط جابجایی متناظر به‌دست‌آمده از آزمایش و مدل اجزاء محدود انجام شده است؛ که مطابق آن، خطای پیش‌بینی نرم‌افزار به اعداد ۱/۴۶ و ۷/۶۴ محدود شده است، که نشانگر عملکرد قوی نرم‌افزار در پیش‌بینی رفتار مدل آزمایشگاهی است.

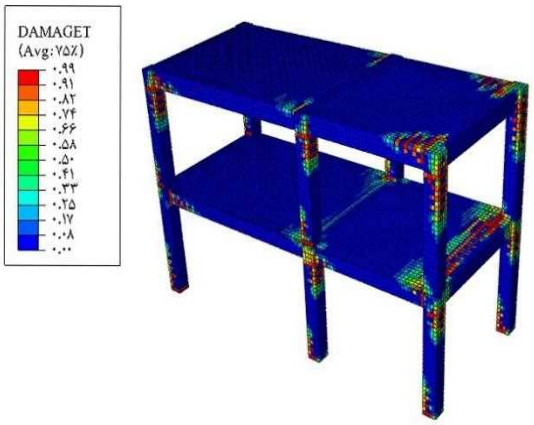


شکل ۶. مقایسه‌ی منحنی نیرو- تغییرمکان به‌دست‌آمده از تحلیل اجزاء محدود و آزمایش.

[۱] Initial Yield Stress
[۲] Ultimate Stress
[۳] Lee
[۴] Trilinear Elasto Plastic Model
[۵] Yield Strength

جدول ۱. مقایسه‌ی نتایج مدل اجزاء محدود و آزمایشگاهی.

مدل	متوسط بیشینه‌ی ظرفیت باربری جانبی (kN)	متوسط جابجائی جانبی متناظر با بیشینه‌ی ظرفیت باربری جانبی (kN)
آزمایشگاهی	۸۴/۲۵	۸۰
اجزاء محدود	۸۵/۴۶	۸۶/۱۱
خطا (٪)	۱/۴۶	۷/۶۴



شکل ۷. وضعیت قاب RC-۲ از نظر تشکیل مفاصل خمیری در آخرین مرحله از بارگذاری جانبی.

۲.۳. حالت شکست و توالی تسلیم آرماتورها

نتایج شبیه‌سازی عددی نشان می‌دهد با اینکه مفاصل خمیری در مرحله‌ی بارگذاری اولیه در تیرها شکل گرفته‌اند، اما درنهایت مدل RC -۲ به دلیل ش کل‌گیری مفصل در ستون‌ها، حالت شکست تیر قوی- ستون ضعیف را تجربه کرده است (شکل ۷). براساس مشاهده‌های عددی، چشمه‌ی اتصال ستون

میانی طبقه‌ی اول، آسیب شدیدی مانند نتایج آزمایشگاهی تجربه کرده است. براساس نتایج آزمایشگاهی، آرماتورهای طولی تیر عرضی در تغییرمکان جانبی قاب برابر با ٪۳ به تسلیم رسیده‌اند. از سوی دیگر، براساس پیش‌بینی مدل اجزاء محدود، هنگامی که دال در کشش بوده است، آرماتورهای طولی تارهای فوقانی و تحتانی تیر عرضی (که در سمت داخلی تیر قرار دارند)، به ترتیب در تغییرمکان جانبی طبقه برابر با ۲/۴ و ۳/۶ درصد به تسلیم رسیده‌اند. می‌توان نتیجه گرفت نتایج به‌دست‌آمده از تحلیل اجزاء محدود تطابق قابل قبولی با نتایج حاصل از آزمایش داشته‌اند.[۲۹]

۳.۳. مقادیر لنگر پای ستون‌ها

مقادیر لنگر خمشی ستون‌های گوشه و میانی در طبقه‌ی اول براساس اندازه‌گیری‌های کرنش آرماتورهای طولی ستون‌ها در تغییرمکان جانبی نسبی طبقه برابر با ٪۲ محاسبه و گزارش شده است. در جدول ۲، مقادیر مذکور با نتایج حاصل از تحلیل اجزاء محدود مرتبط مقایسه شده است. خطای مطلق

جدول ۲. مقایسه‌ی مقادیر لنگر خمشی ستون‌های حاصل از مدل‌سازی عددی و آزمایش.

مدل	ستون گوشه‌ی دهانه‌ی بزرگ‌تر (کیلونیوتن- متر)	ستون میانی (کیلونیوتن- متر)	ستون گوشه‌ی دهانه‌ی کوچک‌تر (کیلونیوتن- متر)
آزمایشگاهی	۸/۷۴	۱۳/۳۴	۹/۴۷
تحلیل اجزاء محدود	۹/۱	۱۳/۵۹	۹/۰۵
خطا مطلق(٪)	۴/۱۱	۱/۸۷	۴/۴۳

میانگین ٪۳/۴۷ بوده است، که نشانگر همبستگی قوی بین مقادیر اجزاء محدود و آزمایشگاهی است.

با عنایت به موارد اخیر می‌توان نتیجه گرفت که مدل عددی عملکرد خوبی برای پیش‌بینی رفتار غیرخطی قاب‌های خمشی بتن مسلح نشان داده و همبستگی بین نتایج عددی و آزمایشی مشاهده شده است. لذا، از مدل عددی مذکور برای توسعه‌ی مدل‌سازی‌ها در قسمت بعد استفاده شده است.

۴. مطالعه‌ی پارامتریک

هدف مطالعه‌ی حاضر، با درنظرگرفتن پیوستگی قاب و حضور دال، بررسی تأثیر نسبت ارتفاع تیر به عرض مقطع ستون در رفتار لرزه‌یی قاب‌های خمشی بتن مسلح است. علاوه‌بر این، مطالعه‌ی حاضر، تأثیر پارامترهای مذکور و همچنین ویژگی‌های هندسی، مانند: ارتفاع و طول تیر طولی در عرض مؤثر دال در قاب‌های خمشی بتن مسلح را در زمانی که دال در کشش است، بررسی کرده است. برای ایجاد مدل‌های المان محدود با طول‌های دهانه‌های مختلف، موقعیت مکانی قاب میانی در RC-۲ تغییر یافت. با انجام این کار، طول تیرهای طولی به ۰/۸، ۱/۲، ۲، ۲/۸، و ۳/۲ متر تغییر پیدا کرد و مدل‌های جدیدی پدید آمدند. ارتفاع تیرهای مدل‌های مذکور بین ۱۶۰ تا ۲۸۰ میلی‌متر متغیر بوده است. در مجموع، ۱۸ قاب خمشی بتن مسلح مدل‌سازی و تحلیل شدند؛ که ویژگی‌های هندسی آن‌ها در جدول ۳ ارائه شده است. بازه‌ی تغییر ویژگی‌های هندسی با بندهای آئین‌نامه‌یی مربوط به نسبت ابعاد دال دوطرفه، نسبت طول تیر طولی به عمق تیر، و نسبت سختی خمشی تیر به دال (α) مطابقت داده شده است. قابل توجه است که سایر ملاحظات طراحی مربوط به درصدهای آرماتورهای طولی و عرضی تیر، ستون، و صفحه با مقررات مبحث نهم از مقررات ملی ساختمان مطابقت داده شده‌اند. طول و ارتفاع تیر عرضی، عرض مقطع ستون، نسبت آرماتور طولی و عرضی در تیر و ستون، ضخامت دال و عرض جان تیر طولی و عرضی ثابت هستند. مشخصات مواد بتن و فولاد همانند مدل راستی‌آزمایی‌شده‌اند. برای اطمینان از اینکه تحلیل‌ها در بازه‌ی مناسب جابجایی جانبی انجام شده است، تغییرمکان نسبی طبقه برابر با ٪۴/۲ به تمامی نمونه‌ها اعمال شده است.

جدول ۳. جزئیات مدل‌های اجزاء محدود.

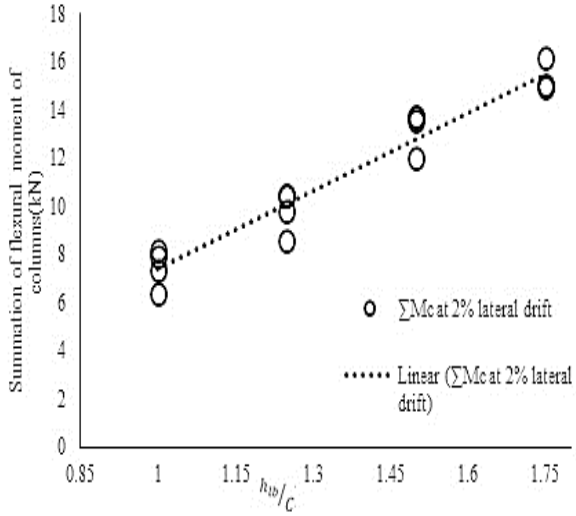
نام مدل	h_{lb} (mm	C (mm)	H_{tb} (mm)	L_{tb} (mm)	h_s (mm)	l_{lb} (mm)	h_{lb}/C	a_f	l_{lb}/ l_{tb}	l_{lb}/ h_{lb}
قاب‌های خمشی ۱ الی ۱۸	۱۶۰	۱۶۰	۲۰۰	۱۶۰۰	۵۰	۸۰۰	۱	۴/۰۹	۰/۵	۵
						۱۲۰۰			۰/۷۵	۷/۵
						۲۰۰۰			۱/۲۵	۱۲/۵
						۲۸۰۰			۱/۷۵	۱۷/۵
						۳۲۰۰			۲	۲۰
	۲۰۰					۸۰۰	۱/۲۵	۸	۰/۵	۴
						۱۲۰۰			۰/۷۵	۶
						۲۰۰۰			۱/۲۵	۱۰
						۲۸۰۰			۱/۷۵	۱۴
						۳۲۰۰			۲	۱۶
	۲۴۰					۱۲۰۰	۱/۵	۱۳/۸۲	۰/۷۵	۵
						۲۰۰۰			۱/۲۵	۸/۳۳
						۲۸۰۰			۱/۷۵	۱۱/۶۶
						۳۲۰۰			۲	۱۳/۳۳
	۲۸۰					۱۲۰۰	۱/۷۵	۲۱/۹۵	۰/۷۵	۴/۲۸
						۲۰۰۰			۱/۲۵	۷/۱۴
						۲۸۰۰			۱/۷۵	۱۰
						۳۲۰۰			۲	۱۱/۴۲

همانند مدل راستی‌آزمایی‌شده‌اند. برای اطمینان از اینکه تحلیل‌ها در بازه‌ی مناسب جابجایی جانبی انجام شده است، تغییرمکان نسبی طبقه برابر با ۴/۲٪ به تمامی نمونه‌ها اعمال شده است.

۱.۴. اثر نسبت h_{lb}/C در نوع شکست اتصال

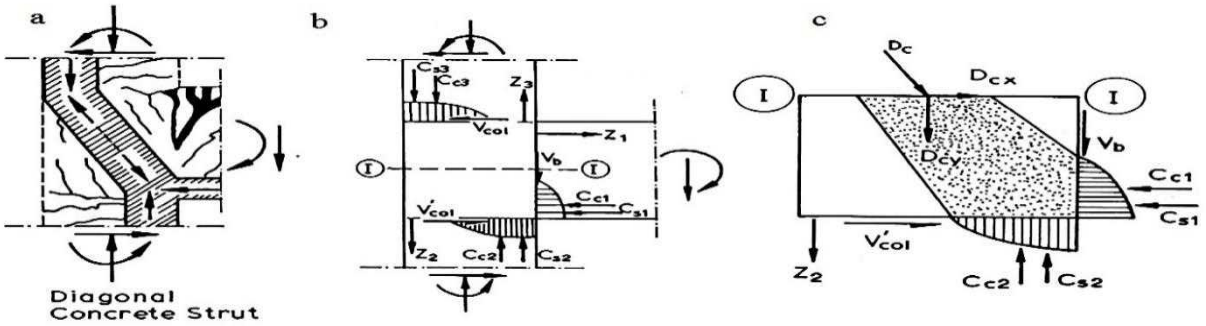
براساس مشاهده‌های تحلیل اجزاء محدود، مقدار نسبت h_{lb}/C بر روی حالت شکست هر اتصال گوشه اثرگذار بوده است. در شکل ۸، رابطه‌ی بین h_{lb}/C و جمع لنگر خمشی (ΣM_c) ستون‌هایی که در اتصال گوشه به یکدیگر متصل بوده‌اند، مشاهده می‌شود. مقادیر ΣM_c برای تغییرمکان نسبی طبقه‌ی معادل، ۲٪ محاسبه شده است. نتایج نمودار اخیر نشان می‌دهد که با افزایش نسبت h_{lb}/C از ۱ به ۱/۷۵، مقادیر میانگین ΣM_c در تغییرمکان نسبی طبقه برابر با ۲٪ به میزان ۱۰۰/۴٪ افزایش یافته است. می‌توان این‌گونه استدلال کرد که وقتی نسبت ابعاد اتصال (h_{lb}/C) افزایش می‌یابد، پایه‌ی فشاری قطری به‌وجودآمده‌ی چشمه‌ی اتصال، که بخشی از مکانیزم مقاومتی چشمه‌ی اتصال است، دچار شیب تندتری می‌شود، که نهایتاً منجر به بزرگ‌ترشدن مؤلفه‌ی قائم (D_{cy}) پایه‌ی فشاری مورب مذکور خواهد شد.

همان‌طور که در شکل ۹ مشاهده می‌شود، به‌دلیل برقراری تعادل بین نیروی‌های اعمالی به چشمه‌ی اتصال در راستای قائم، مؤلفه‌ی عمودی بزرگ‌تر



شکل ۸. روند تغییرات جمع لنگر خمشی دو ستون در یک گره‌ی اتصالی نسبت به ابعاد چشمه‌ی اتصال.

باعث به‌وجودآمدن نیروی فشاری ($Cc2 + Cs2$) و همچنین نیروی کششی (Z_2) بزرگ‌تر بر روی محل اتصال ستون و چشمه‌ی اتصال شده است، که



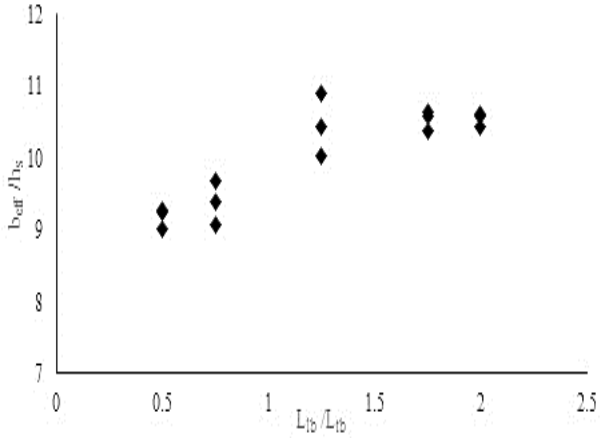
شکل ۹. (الف) پایه‌ی فشاری قطری بتنی، (ب) نیروهای داخلی اطراف اتصال گوشه، (ج) نیروهای اثرکننده در هسته‌ی بتنی اتصال در مقطع ۱-۱.

جدول ۴. حالت شکست مدل‌های اجزاء محدود.

نام مدل	h_{lb} (mm)	C (mm)	l_{lb} (mm)	h_{lb}/C	ΣM_c (۲٪)، (کیلونیوتن- متر) به‌دست‌آمده از تحلیل اجزاء محدود	مقادیر $\frac{\Sigma M_c}{\Sigma M_b}$ به‌دست‌آمده از مدل‌های اجزاء محدود	مقادیر $\frac{\Sigma M_c}{\Sigma M_b}$ به‌دست‌آمده از طراحی نمونه‌ها براساس مبحث نهم از مقررات ملی ساختمان ویرایش ۱۳۹۲	حالت شکست
قاب‌های خمشی ۱ الی ۱۸	۱۶۰	۱۶۰	۸۰۰	۱	۷/۶	۱/۲۴	۲/۱	BT
			۱۲۰۰		۷/۸۹	۱/۲۴	۲/۱۵	BT
			۲۰۰۰		۸/۲	۱/۲۷	۲/۱۵	BT
			۲۸۰۰		۶/۳۸	۱/۰۸	۲/۱۸	BT
			۳۲۰۰		۷/۳۵	۱/۰۱	۲/۲	BT
	۲۰۰		۸۰۰	۱/۲۵	۱۱	۱	۱/۷۱	BTC
			۱۲۰۰		۱۰/۸۳	۰/۹۵	۱/۶۵	BTC
			۲۰۰۰		۱۱/۳	۰/۹	۱/۷۳	BT
			۲۸۰۰		۱۰/۸۳	۰/۹۸	۱/۸۲	BT
			۳۲۰۰		۸/۵۶	۰/۹۲	۱/۸۵	BT
	۲۴۰		۱۲۰۰	۱/۵	۱۴/۸۲	۰/۹۱	۱/۲	BJTC
			۲۰۰۰		۱۳/۲۵	۰/۸۳	۱/۲	BJT
			۲۸۰۰		۱۴/۸۲	۰/۹۵	۱/۲۲	BTCJ
			۳۲۰۰		۱۵/۹۶	۰/۹۵	۱/۲۵	BT
	۲۸۰		۱۲۰۰	۱/۷۵	۱۶/۲	۱	۱	CBJT
			۲۰۰۰		۱۴/۹۲	۰/۸۵	۱	CBJT
			۲۸۰۰		۱۵	۰/۹	۱	CBJ
			۳۲۰۰		۱۵/۶	۰/۹۱	۱	CBJ

درنهایت منجر به افزایش تقاضای خمشی ستون و نیز تشکیل مفاصل بر روی ستون قبل از تشکیل بر روی تیرها شده و روش طراحی تیر ضعیف- ستون قوی را عملاً دچار نقصان کرده است.

حالت شکست هر اتصال گوشه با توجه به توالی وقوع در جدول ۴ ارائه شده است؛ که مطابق آن، جمع مقادیر لنگرخمشی ستون در هر اتصال گوشه در تغییرمکان جانبی نسبی طبقه برابر با ۲٪ اندازه‌گیری‌شده حین تحلیل اجزاء محدود ارائه شده است. همچنین مقادیر نسبت مجموع لنگر خمشی مقاوم اسمی ستون‌ها بر مجموع لنگر خمشی مقاوم اسمی تیرها در هر گره‌ی اتصالی به‌دست‌آمده در فرآیند طراحی، مطابق با آئین‌نامه‌ی مبحث نهم از مقررات ملی ساختمان ویرایش سال ۱۳۹۲، برای تعداد زیادی از اتصال‌های جدول مذکور



شکل ۱۰. روند تغییرات عرض مؤثر دال نرمال‌شده در برابر ابعاد چشمه‌ی دال (هر سه نقطه که در یک راستای قائم قرار دارند، مربوط به سه ارتفاع تیر اصلی متفاوت با ابعاد چشمه‌ی دال ثابت هستند).

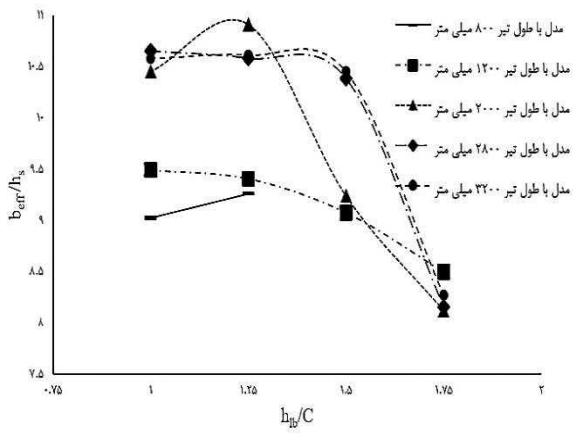
بزرگ‌تر از ۱/۲ است. لیکن مطابق حالت‌های خرابی رخداده برای اتصال‌ها می‌توان اذعان کرد ارضاء ضابطه‌ی نسبت مقاومت خمشی اسمی ستون‌ها بر تیرها در یک گره‌ی اتصالی، ضمانتی برای احتراز از حالت شکست تیر قوی- ستون ضعیف ایجاد نمی‌کند. با عنایت به اطلاعات ارائه‌شده در جدول ۴ می‌توان این‌گونه استنتاج کرد که با افزایش نسبت ابعاد چشمه‌ی اتصال و در حضور دال، مجموع تقاضای لنگر خمشی ایجادشده در ستون نیز افزایش یافته است، که درنهایت می‌تواند منجر به تشکیل مفاصل خمیری بر روی ستون‌ها شود و حالت شکست اتصال‌ها به حالت نامطلوب تیر قوی- ستون ضعیف تغییر کند. در مطالعه‌ی حاضر، این حالت شکست نامطلوب در اتصال‌ها با نسبت مذکور بزرگ‌تر از ۱/۲۵ رخ داده است. بنابراین، پیشنهاد شده است نسبت جدیدی درخصوص محدودیت‌های هندسی الزام‌های طراحی لرزه‌یی قاب‌های خمشی بتن مسلح برای جلوگیری از تشکیل مفصل بر روی ستون درنظر گرفته شود. لذا باید نسبت (h_{lb}/C) به ۱/۲۵ محدود شود. همچنین می‌توان معیار اخیر را در ارزیابی لرزه‌یی اتصال‌های قاب‌های بتن مسلح موجود، که براساس ویرایش‌های قبلی آئین‌نامه‌ی مبحث نهم از مقررات ملی ساختمان طراحی و اجراء شده‌اند، نیز به‌کار برد.

۲.۴. اثر پارامتر هندسی ابعاد چشمه‌ی دال در عرض مؤثر

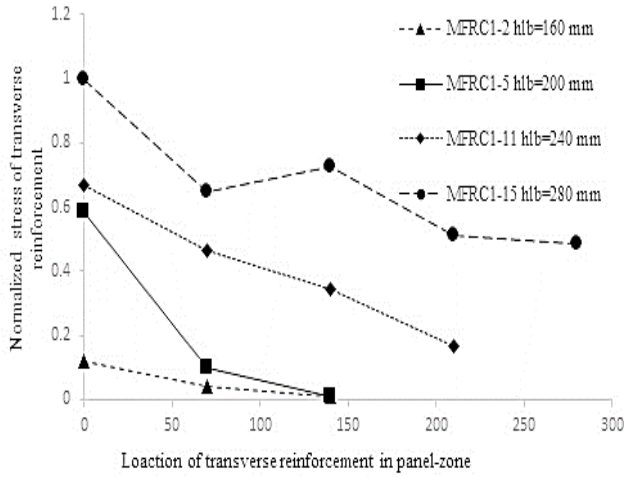
در شکل ۱۰، رابطه‌ی بین عرض مؤثر نرمال‌شده (NESW) [۱]، که به ضخامت دال نرمال شده است و نسبت طول تیر طولی به ارتفاع تیر عرضی (l_{lb}/l_{tb}) مشاهده می‌شود. هر نقطه متعلق به یک مدل با ارتفاع تیر طولی مشخص است. مطابق شکل مذکور، با افزایش نسبت (l_{lb}/l_{tb}) از ۰/۵ به ۱/۲۵، میزان افزایش عرض مؤثر نرمال‌شده جزئی است. این افزایش به‌طور متوسط برابر ۱۵/۳٪ برای مدل‌های با ارتفاع تیرهای مختلف شامل: ۱۶۰، ۲۰۰، و ۲۴۰ میلی‌متر است. همچنین، نتایج نشان می‌دهند وقتی نسبت (l_{lb}/l_{tb}) در بازه‌ی ۱/۲۵ تا ۲ تغییر می‌کند؛ مقادیر عرض مؤثر نرمال‌شده تقریباً تغییر نمی‌کنند.

۳.۴. روند تغییرات عرض مؤثر نرمال‌شده در برابر نسبت h_{lb}/C

نتایج نشان داده‌شده در شکل ۱۱ مؤید آن است وقتی نسبت ارتفاع تیر طولی به عرض مقطع ستون (h_{lb}/C) کمتر از ۱/۵ باشد، ارتفاع تیر تأثیر چندانی در



شکل ۱۱. روند تغییرات عرض مؤثر نرمال‌شده‌ی دال در برابر نسبت ابعاد چشمه‌ی اتصال، (هر منحنی نشانگر یک دسته از مدل‌های اجزاء محدود با ارتفاع تیر طولی ثابت است).



شکل ۱۲. اثر تغییر نسبت اضلاع چشمه‌ی اتصال در تنش تنگ‌های داخل هسته‌ی اتصال در ارتفاع اتصال.

مقدار عرض مؤثر دال ندارد. با این حال ، برای مدل‌هایی با نسبت (h_{lb}/C) برابر یا بزرگ‌تر از ۱/۵، روند تغییرات عرض مؤثر دال متفاوت است و مقدار متوسط عرض مؤثر نرمال‌شده‌ی دال برای مدل‌هایی با ارتفاع تیر ۲۸۰ میلی‌متر، ۹ تا ۳۳/۴ درصد کمتر از سایر مدل‌هاست. علاوه‌بر این، نتایج تحلیل اجزاء محدود نشان می‌دهد که ترک‌های بیشتری در منطقه‌ی چشمه‌ی اتصال رخ داده است و تقویت‌کننده‌های عرضی اتصال‌ها در مدل‌هایی با نسبت (h_{lb}/C) برابر ۱/۵ یا بیشتر، دچار جاری‌شدگی شده‌اند.

در شکل ۱۲، نمونه‌هایی از از روند تغییر تنش کششی خاموت‌های عرضی در ارتفاع چشمه‌ی اتصال در مدل‌های با ارتفاع تیرهای مختلف مشاهده می‌شود. تقاضای نیروی برشی افقی درچشمه‌ی اتصال با درنظرگرفتن عرض مؤثر تیر محاسبه شده است؛ که برای قاب‌های خمشی شماره‌ی ۱، ۷، ۱۱، و ۱۵، به ترتیب برابر با ۶۷/۳۶، ۶۵/۳۹، ۶۳/۹۶، و ۶۰/۷۶ کیلونیوتن بوده است. این مقادیر کمتر از مقاومت برشی چشمه‌ی اتصال براساس مقررات آیین‌نامه‌ی

[۱] Normalized Effective Slab Width

ACI- ۳۱۸ بوده‌اند. مطابق شکل مذکور، خاموت‌های عرضی متعلق به مدل با ارتفاع تیر ۲۸۰ میلی‌متر بیشتر از سایر مدل‌ها تحت تنش قرار گرفته‌اند. تنش کششی بیشتر در خاموت‌های عرضی چشمه‌ی اتصال، در حالی که تقاضای نیروهای برشی تقریباً ثابت هستند، ممکن است به‌دلیل از دست‌دادن مقاومت برشی اتصال به‌خاطر کوچک‌ترشدن مؤلفه‌ی افقی پایه‌ی مورب فشاری بتنی باشد، که یکی از اجزاء تشکیل‌دهنده‌ی مقاومت چشمه‌ی اتصال است، که درنهایت منجر به کاهش مشارکت دال شده است.

نتایج اخیر نشان می‌دهند که برای نسبت ابعاد چشمه‌ی اتصال بزرگ‌تر از ۱/۵، مقاومت برشی اتصال نقش کلیدی در کاهش مشارکت دال ایفا می‌کند. از طرف دیگر، آیین‌نامه‌ی ACI-۳۱۸، نسبت ابعاد چشمه‌ی اتصال را به ۲ محدود کرده است، در حالی که مطالعه‌ی حاضر نشان داده است که نسبت مذکور باید به ۱/۵ کاهش یابد، تا از شکست برشی احتمالی اتصال جلوگیری شود.

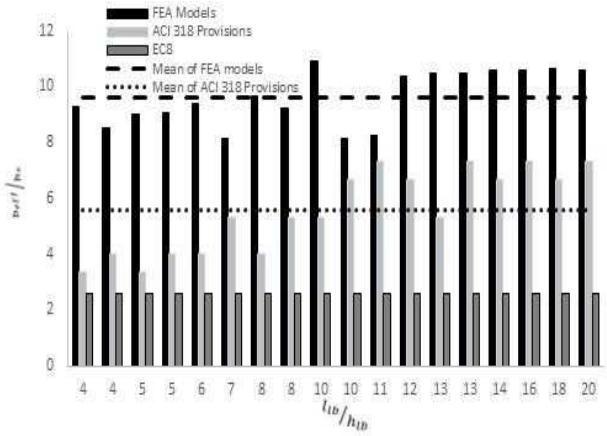
رابطه‌ی ۱ نیز برای محاسبه‌ی عرض مؤثر دال، از طریق تجزیه و تحلیل رگرسیون به‌دست آمده است. رابطه‌ی مذکور بین نسبت ارتفاع تیر طولی به عرض مقطع ستون (h_{lb}/C) و عرض مؤثر نرمال‌شده‌ی دال با استفاده از چندجمله‌یی مرتبه‌ی دوم ارائه شده است. ضریب همبستگی (R^2) برای معادله‌ی اخیر برابر با ۰/۶۱۷ بوده است، که نشان‌دهنده‌ی همبستگی قوی بین (h_{lb}/C) و عرض مؤثر نرمال‌شده‌ی دال است.

$$b_{eff} / h_s = -۶/۲۸(h_{lb} / C)^۲ + ۱۴/۹۵(h_{lb} / C) + ۱/۳۸ \qquad (۱)$$

مطالعه‌ی حاضر را می‌توان به عنوان گام اول در پژوهش‌ها در مورد تأثیر (h_{lb}/C) در مود خرابی و مقاومت برشی چشمه‌ی اتصال در قاب‌های خمشی بتن مسلح در نظر گرفت. پیشنهاد می‌شود که مطالعات آینده به‌صورت آزمایشگاهی برای تأیید تأثیر نسبت (h_{lb}/C) در مود خرابی قاب‌های خمشی بتن مسلح و مقاومت برشی چشمه‌ی اتصال بر روی یک قاب پیوسته انجام شود، تا تأثیر وجود دال را ارزیابی کند.

۴.۴. مقایسه‌ی عرض مؤثر به‌دست‌آمده از تحلیل اجزاء محدود و مقادیر آئین‌نامه‌یی

در شکل ۱۳، مقادیر عرض مؤثر نرمال‌شده‌ی دال برای هر مدل اجزاء محدود، همراه با مقادیر به‌دست‌آمده از روابط ارائه‌شده درآئین‌نامه‌های CI-۳۱۸، و EC۸ مشاهده می‌شود. برای تغییرمکان نسبی جانبی طبقه برابر با ۴/۲٪، مقدار متوسط عرض مؤثر نرمال‌شده‌ی دال به‌دست‌آمده از تحلیل اجزاء محدود به ترتیب ۱/۷۵و ۳/۱۲ برابر بیشتر از مقادیر متوسط پیشنهادی توسط آئین‌نامه‌های ACI-۳۱۸ و EC۸ بوده است. نتایج شکل ۱۳ نشان می‌دهد که ضوابط فعلی برای محاسبه‌ی عرض مؤثر دال ناکافی هستند و ممکن است منجر به برآورد صحیح از مقاومت خمشی واقعی تیرها نشود (همان‌طور که پیشتر حالت‌های شکست به‌دست‌آمده از مشاهده‌ی عددی در جدول ۴ ارائه و بحث شده است). این برآورد ناصحیح ممکن است منجر به تغییر حالت شکست قاب‌های خمشی بتن مسلح شود، در حالی که ممکن است آن‌ها براساس روش طراحی ستون قوی- تیر ضعیف طراحی شده باشند.



شکل ۱۳. مقایسه‌ی مقادیر عرض مؤثر دال.

۵. نتیجه گیری

در نوشتار حاضر، تأثیر پارامترهای هندسی در عملکرد لرزه‌یی قاب‌های خمشی بتن مسلح فضایی سه‌بُعدی با دال از طریق تحلیل اجزاء محدود بررسی شده است. برای راستی‌آزمایی عملکرد نرم‌افزار اجزاء محدود، نتایج به‌دست‌آمده از مطالعه‌ی آزمایشگاهی با پیش‌بینی‌های به‌دست‌آمده از مدل اجزاء محدود مقایسه شده‌اند. برای بررسی تأثیر پارامترهای هندسی در عرض مؤثر دال و عملکرد لرزه‌یی مدل‌ها ، ۱۸ مدل اجزاء محدود متفاوت ساخته و با استفاده از آباکوس تحلیل شدند. براساس یافته‌های به‌دست‌آمده از مدل‌سازی عددی مذکور، این نتایج به‌دست آمده است:

- نتایج عددی، نشان‌دهنده‌ی همبستگی قوی با نتایج آزمایشگاهی هستند.
- مطالعه‌ی حاضر نشان می‌دهد که افزایش نسبت (h_{lb}/C) منجر به افزایش بیش از ۱۰۰٪ تقاضای لنگر خمشی ستون بیشتر می‌شود. اگر این نسبت بیش از ۱/۲۵ باشد، می‌تواند منجر به شکل‌گیری مفاصل خمیری روی ستون‌ها شود.
- ظرفیت خمشی ستون‌ها در قاب‌های بتن مسلح، علاوه‌بر ابعاد مقطع آن به مقدار میلگرد، مشخصات مقاومتی بتن، و سطح بار محوری موجود بستگی دارد و عوامل مذکور نیز باید موردتوجه پژوهشگران در مطالعات آینده قرار گیرند.
- بر مبنای مطالعه‌ی حاضر و با انجام مطالعات گسترده‌تر به‌صورت آزمایشگاهی، بررسی‌های لازم جهت اضافه‌کردن تبصره‌یی جهت محدودساختن نسبت ابعاد چشمه‌ی اتصال برای جلوگیری از وقوع حالت شکست تیر قوی- ستون ضعیف در مقررات طراحی لرزه‌یی توصیه می‌شود.
- مقادیر عرض مؤثر دال به‌دست‌آمده از مقررات ACI-۳۱۸ و EC۸ برای تضمین پیاده‌سازی روش طراحی ستون قوی- تیر ضعیف کافی نیستند و نیاز به بازنگری دارند.

تشکر و قدردانی

نویسندگان نوشتار حاضر از حمایت‌های پژوهشگاه بین‌المللی مهندسی زلزله و زلزله‌شناسی ذیل طرح پژوهشی با شماره‌ی ۷۰۱-۷۱۴۱۲ کمال سپاسگزاری را به‌عمل می‌آورند.

References- منابع

1. Arslan, M.H. and Korkmaz, H.H., 2007. What is to be learned from damage and failure of reinforced concrete structures during recent earthquakes in Turkey. *Engineering Failure Analysis*, *14*(1), pp.1-22.
2. Dogan, M., 2013. Failure of structural (RC, masonry, bridge) to Van earthquake. *Engineering Failure Analysis*, *35*, pp.489–498. doi: https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2013.05.010.
3. Zhao, B., Taucer, F. and Rossetto, T., 2009. Field investigation on the performance of building structures during the 12 May 2008 Wenchuan earthquake in China. *Engineering Structures*, *31*(8), pp.1707–1723. doi: https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2009.02.039.
4. Rossetto, T., Peiris, N., Alarcon, J.E., So, E., Sargeant, S., Free, M., Sword-Daniels, V., Del Re, D., Libberton, C., Verrucci, E., Sammonds, P. and Faure Walker, J., 2010. Field observations from the Aquila, Italy earthquake of April 6, 2009. *Bulletin of Earthquake Engineering*, *9*(1), pp.11–37. doi: https://doi.org/10.1007/s10518-010-9221-7.
5. Rossetto, T. and Peiris, N., 2009. Observations of damage due to the Kashmir earthquake of October 8, 2005 and study of current seismic provisions for buildings in Pakistan. *Bulletin of Earthquake Engineering*, *7*(3), pp.681–699. doi: https://doi.org/10.1007/s10518-009-9118-5.
6. Yan, B., Liang, H. and Deng, L., 2010. Approach of the collapses of RC frame structure school buildings. doi: https://doi.org/10.1061/41096(366)249.
7. Park, R. and Paulay, T., 1975. Reinforced concrete structures. doi: https://doi.org/10.1002/9780470172834.
8. Masoudi, M. and Khajevand, S., 2020. Revisiting flexural overstrength in RC beam-and-slab floor systems for seismic design and evaluation. *Bulletin of Earthquake Engineering*, *18*(11), pp.5309–5341. doi: https://doi.org/10.1007/s10518-020-00907-y.
9. Sezen, H., Altunisik, A.C., Arslan, M.E., Caglar, N., Demir, A., Bektas, N., Dilsiz, A., Gunay, S., Khalil, Z., Marinkovic, M., Safiey, A., Alam, M., Kijewski-Correa, T., Mosalam, K., 2023. "StEER 2022 Mw 6.1 Duzce, Turkey earthquake preliminary virtual reconnaissance report (PVRR)", in StEER - November 23, 2022, Duzce, Turkey, Mw 6.1 Earthquake. *DesignSafe-CI*. doi: https://doi.org/10.17603/ds2-8710-ad45 v1.
10. Vetr, M.G., Saeidian, M. and Naserpour, A., 2018. The main reasons for great damages of reinforced concrete buildings on 12th November 2017, Sarpol-e Zahab earthquake. *Journal of Seismology and Earthquake Engineering*, *20*(3), pp.73–92. Available at: http://www.jsee.ir/article_240781.html [Accessed 26 Jan. 2024].
11. Iranian National Building Codes, Design and implementation of RC buildings, Part 9, 2013. [In Persian].
12. ACI 318-19, 2019. Building code requirements for structural concrete. Farmington Hill: American Concrete Institute.
13. Eurocodes.jrc.ec.europa.eu, n.d. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance | Eurocodes: Building the future. [online] Available at: https://eurocodes.jrc.ec.europa.eu/EN-Eurocodes/eurocode-8-design-structures-earthquake-resistance.
14. Dooley, L. and Bracci, J.M., 2001. Seismic evaluation of column-to-beam strength ratios in reinforced concrete frames. *ACI Structural Journal*, *98*(6), pp.834–851.
15. Kuntz, G.L. and Browning, J., 2003. Reduction of column yielding during earthquakes for reinforced concrete frames. *ACI Structural Journal*, *100*(5), pp.573–580.
16. Medina, R.A. and Krawinkler, H., 2005. Strength demand issues relevant for the seismic design of moment-resisting frames. *Earthquake Spectra*, *21*(2), pp.415–439. doi: 10.1193/1.1896958.
17. Ibarra, L.F. and Krawinkler, H., 2005. Global collapse of frame structures under seismic excitations. [online] Library Catalog (Blacklight). Available at: https://searchworks.stanford.edu/view/dj885ym2486 [Accessed 26 Jan. 2024].
18. Haselton, C.B., Liel, A.B., Deierlein, G.G., Dean, B.S. and Chou, J.H., 2011. Seismic collapse safety of reinforced concrete buildings. I: Assessment of ductile moment frames. *Journal of Structural Engineering*, *137*(4), pp.481–491. doi: https://doi.org/10.1061/(asce)st.1943-541x.0000318.
19. Pantazopoulou, S.J., Moehle, J.P. and Shahrooz, B.M., 1988. Simple analytical model for T-beams in flexure. *Journal of Structural Engineering-ASCE*, *114*(7), pp.1507–1523. doi: https://doi.org/10.1061/(asce)0733-9445(1988)114:7(1507).
20. Tran-Nguyen, H.-H., Wong, H., Ragueneau, F. and Ha-Minh, C., 2017. *Proceedings of the 4th Congrès International de Géotechnique - Ouvrages - Structures: CIGOS 2017*, 26-27 October, Ho Chi Minh City, Vietnam. [online] Google Books. Springer. Available at: https://books.google.com/books?id=__06DwAAQBAJ&pg=PA15&lpg=PA15&dq=Effective+Slab+Width+for+Evaluating+Ultimate+Seismic+Capacities+of+Reinforced+Concrete+Buildings [Accessed 26 Jan. 2024].
21. Qi, X. and Pantazopoulou, S.J., 1991. Response of RC frame under lateral loads. *Journal of Structural Engineering*, *117*(4), pp.1167–1188. doi:

https://doi.org/10.1061/(asce)0733-9445(1991)117:4(1167).

22. Shin, M. and LaFave, J.M., 2004. Seismic performance of reinforced concrete eccentric beam-column connections with floor slabs. *ACI Structural Journal*, *101*(3), May-June.
23. Ahmed, S.M., Gunasekaran, U. and MacRae, G.A., 2015. Analytical investigation on the seismic performance of slabs in RC frame joints. *Magazine of Concrete Research*, *67*(22), pp.1179–1189. doi: https://doi.org/10.1680/macr.14.00132.
24. Ehsani, M.R. and Wight, J.K., 1985. Effect of transverse beams and slab on behavior of reinforced concrete beam-to-column connections. *ACI Journal Proceedings*, *82*, pp.188–195. https://doi.org/10.14359/10327.
25. Durrani, A.J. and Wight, J.K., 1987. Earthquake resistance of reinforced concrete interior connections including a floor slab. *ACI Structural Journal*, *84*, pp.400–406. https://doi.org/10.14359/1650.
26. Durrani, A.J. and Zerbe, H.E., 1987. Seismic resistance of R/C exterior connections with floor slab. *Journal of Structural Engineering*, *113*(8), pp.1850–1864. doi: https://doi.org/10.1061/(asce)0733-9445(1987)113:8(1850).
27. Alaee, P., Li, B. and Cheung, P.P.C., 2015. Parametric investigation of 3D RC beam–column joint mechanics. *Magazine of Concrete Research*, *67*(19), pp.1054–1069. doi: https://doi.org/10.1680/macr.15.00005.
28. Mahin, S.A., 2001. Seismic response of a building with a single wall. *Structural Safety*, *23*(1), pp.1–14. doi: https://doi.org/10.1016/s0167-4730(01)00006-0.
29. Smith, J.W., 2000. Seismic performance of reinforced concrete columns. *Journal of Structural Engineering-ASCE*, *126*(7), pp.824–833. doi: https://doi.org/10.1061/(asce)0733-9445(2000)126:7(824).
30. Wolf, A., 2013. "Design of seismic-resistant structures for multi-use applications." *Journal of Structural Engineering*, *139*(8), pp.785–790. doi: https://doi.org/10.1061/(asce)st.1943-541x.0000797.
31. Richard, A., Rauf, M., Okamoto, H., 2020. Evaluating the seismic behavior of reinforced concrete shear walls: A computational study. *Engineering Structures*, *224*, 111227. doi: https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.111227.
32. Ahmad, N. and Rashed, M., 2012. Performance of reinforced concrete moment-resisting frames during seismic events. *Construction and Building Materials*, *36*,pp.383-394. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2012.04.036.
33. Li, M., Li, Z., and Wang, J., 2011. Simulation of seismic performance of reinforced concrete frames using nonlinear analysis. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, *40*(3), pp.333–348. doi: https://doi.org/10.1002/eqe.1080.
34. Pujol, S., 2008. Modeling seismic behavior of reinforced concrete columns. *Journal of Earthquake Engineering*, *12*(2), pp.223–244. doi: https://doi.org/10.1080/13632460801961527.
35. Pan, C., Zhang, Q., Zhang, H. and Lu, L., 2015. Seismic vulnerability analysis of reinforced concrete buildings. *Engineering Structures*, *91*, pp.1–10. doi: https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2015.03.008

مهندسی عمران شریف، (پاییز ۱۴۰۳)
دوره‌ی ۴۰، شماره‌ی ۳، صص. ۱۶۴-۱۷۵ ، (یادداشت فنی)

Research Note

بررسی مشخصات مکانیکی بلندمدت (۳ ساله) بتن حاوی سنگ‌دانه‌ی بازیافتی و پوزولان‌های زئولیت و میکروسیلیس

میلاد عقیلی لطف (دانشجوی دکتری)
امیرمحمد رمضانیان پور* (دانشیار)
محمد یاسر چمنی (دانشجوی کارشناسی ارشد)
دانشکده‌ی مهندسی عمران، پردیس دانشکده‌های فنی، دانشگاه تهران، تهران، ایران.

از مسائل مطرح در زمینه‌ی استفاده از سنگ‌دانه‌ی بازیافتی و پوزولان‌های جایگزین سیمان، عملکرد بلندمدت آن‌هاست. به‌منظور بررسی مسئله‌ی کنونی، با استفاده از یک نوع درشت‌دانه‌ی بازیافتی و دو نوع پوزولان (میکروسیلیس و زئولیت)، در مجموع ۱۲ طرح اختلاط طراحی و ساخته شد. بررسی نتایج عملکرد مکانیکی نشان داد که تا سن ۲۸ روز، استفاده از میکروسیلیس و زئولیت باعث بهبود مقاومت‌های فشاری و کششی به ترتیب ۱۱-۱۷ و ۲-۳۳ درصد شد، اما در بلندمدت اثر پوزولان‌های مصرفی کاهش یافت و به ۱۰-۲ و ۵-۸ درصد رسید. همچنین داده‌های درصد جذب آب و عمق نفوذ آب نشان داد که استفاده از میکروسیلیس تأثیر بیشتری برای بهبود خواص دوامی بتن حاوی سنگ‌دانه‌ی بازیافتی نسبت به زئولیت دارد، اما خواص دوامی همچنان ضعیف‌تر از نمونه‌ی بدون سنگ‌دانه‌ی بازیافتی است.

واژگان کلیدی: سنگ‌دانه‌ی بازیافتی، زئولیت، میکروسیلیس، بتن بازیافتی، خواص بلندمدت.

m.aghili@ut.ac.ir
ramezanian@ut.ac.ir
m.yaser.chamani@ut.ac.ir

۱. مقدمه

بتن پس از آب، به‌عنوان پرمصرف‌ترین محصول اصلی در صنعت ساخت، جایگاه ویژه‌یی دارد. در عصر کنونی، افزایش سریع جمعیت در چند دهه‌ی اخیر به همراه بالارفتن استانداردهای کیفی سطح زندگی، گسترش سریع صنعت ساخت را در پی داشته است.[۱] همین مسئله نتیجتاً تقاضای قابل ملاحظه‌یی در بتن، سیمان، فولاد، مصالح، و منابع طبیعی ایجاد کرده است. به‌طوری کلی در تأمین دو جزء سیمان و مصالح سنگ‌دانه‌یی برای تولید بتن، صنعت ساخت با مشکلات عدیده‌یی مواجه است. درخصوص سیمان باید عنوان کرد که در حال حاضر ۷٪ از دی اکسیدکربن در جهان ناشی از فعالیت کارخانه‌های تولید سیمان است.[۲]

از دهه‌های گذشته تاکنون، کاربرد سنگدان‌های بازیافتی (RCA)[۱] در تولید بتن، محور کلیدی بسیاری از پژوهش‌های حوزه‌ی تکنولوژی بتن بوده است.[۳-۹] اما علی‌رغم انجام همه‌ی پژوهش‌های مذکور به‌دلیل عدم اولویت مبانی توسعه‌ی پایدار در بسیاری از کشورهای در حال توسعه، از جمله ایران، همچنان این مباحث علمی فقط در حوزه‌های آکادمیک بحث و بررسی می‌شوند و در کارهای واقعی موضوعیت پیدا نکرده‌اند. تا آنجا که در جدیدترین ویرایش آیین‌نامه‌ی بتن ایران (آبا) بعد از مدت‌ها، امکان استفاده از سنگ‌دانه‌های بازیافتی در تولید بتن معمولی تا سقف ۲۵٪ مجاز اعلام شد که مجدداً در اصلاحیه‌ی آیین‌نامه، این بند حذف شده است.[۱۰] با این حال، پژوهشگران فعال در حوزه‌ی دانش تکنولوژی بتن، پژوهش‌های متعددی را پیرامون کاربرد سنگ‌دانه‌های بازیافتی در تولید بتن و ملات تعریف و اجرا کرده‌اند.[۱۱-۱۴] همه‌ی پژوهش‌های اخیر با هدف ایجاد یک بستر مناسب علمی و تولید اسناد علمی پشتیبان برای سیاست گذاری در حوزه‌ی توسعه‌ی پایدار و مدیریت کلان منابع کشور، طراحی و اجرا شده‌اند. در ادامه‌ی بحث، بیان مسئله و نوآوری‌های پژوهش حاضر شرح داده شده است.

*نویسنده مسئول
تاریخ‌دریافت: ۱۴۰۲/۰۶/۱۲، تاریخ‌اصلاحیه: ۱۴۰۲/۰۷/۲۵، تاریخ‌پذیرش: ۱۴۰۲/۰۸/۱۴.

استناد به این مقاله:
عقیلی لطف ، میلاد، رمضانیان پور، امیرمحمد، و چمنی، محمدیاسر،۱۴۰۳. بررسی مشخصات مکانیکی بلندمدت (۳ ساله) بتن حاوی سنگ‌دانه‌ی بازیافتی و پوزولان‌های زئولیت و میکروسیلیس. مهندسی عمران شریف، ۴۰(۳)، صص.۱۶۴-۱۷۵. DOI:10.24200/J30.2023.62511.3250.

[۱] Recycled Concrete Aggregate

سنگ‌دانه‌های بازیافتی عموماً عملکرد کیفی به‌مراتب کمتری نسبت به سنگ‌دانه‌های طبیعی دارند، که در مطالعات پیشین به این مهم اشاره شده است.[۱۷-۱۵]

از جمله مشخصه‌ها و ویژگی‌های متفاوت سنگ‌دانه‌های بازیافتی نسبت به سنگ‌دانه‌های طبیعی، جذب آب بیشتر و سریع‌تر، چگالی کمتر، مقاومت کمتر در برابر سایش، و شکل شکسته و زاویه‌دار است. همه‌ی تفاوت‌های بیان‌شده مستقیماً در کیفیت بتن ساخته‌شده تأثیر می‌گذارد. از طرف دیگر، بتن اولیه یا بتن مادر نیز معمولاً در مشخصه‌های رفتاری، مکانیکی، و عملکردی سنگ‌دانه‌های بازیافتی تولیدی اثرگذار است. در برآیند پژوهش‌های صورت‌گرفته بر روی بتن ساخته‌شده با سنگ‌دانه‌ی بازیافتی، عموماً جذب آب بیشتر، چگالی کمتر، مقاومت‌های فشاری، کششی، و خمشی کمتر و خواص دوامی ضعیف‌تری نسبت به بتن معمولی مشاهده شده است.[۲۰-۱۸] لذا در بخشی از پژوهش‌های تعریف‌شده در این حوزه، ارائه‌ی رویکردهایی که بتواند عملکرد کیفی و رفتاری بتن ساخته‌شده با سنگ‌دانه‌ی بازیافتی را بهبود بخشد، مورد توجه ویژه قرار گرفته‌اند. یکی از این رویکردها، استفاده از مواد جایگزین سیمان، مانند پوزولان‌های طبیعی و مصنوعی است؛ که استفاده از آن‌ها برای بهبود خواص بتن و سنگ‌دانه‌ها، موضوع پژوهش‌های مختلفی در دهه‌های گذشته تاکنون بوده است.[۲۱ و ۲۲] این مواد دارای اکسیدهای سیلیسیم و آلومینیم واکنش‌زای زیادی بوده و با کلسیم‌هیدروکسید حاصل از هیدراتاسیون سیمان واکنش می‌دهند و CSH[۱] تولید می‌کنند، که عامل اصلی افزایش مقاومت بتن است و به این صورت باعث بهبود ریزساختار بتن و پُرشدن خلل و فرج موجود در بتن می‌شوند.[۲۳] از طرف دیگر، استفاده از پوزولان‌های مذکور به‌عنوان یک رویکرد مبتنی بر توسعه‌ی پایدار مطرح است؛ که استفاده از آن‌ها باعث کاهش آلودگی ناشی از محصول‌های جانبی صنایع دیگر می‌شود، به این صورت که به جای دفن مواد مذکور، که برای محیط زیست نیز مضر هستند، به‌عنوان ارزش افزوده در صنعت ساخت استفاده می‌شوند. همچنین با جایگزینی مواد ذکرشده با سیمان، نیاز به سیمان و مواد اولیه‌ی موردنیاز و آلودگی ناشی از تولید سیمان نیز کاهش می‌یابد.

دیلباس[۲] و همکاران (۲۰۱۴)،[۲۴] با نسبت آب به مواد سیمانی ۰/۵، نمونه‌هایی با جایگزینی سیمان و میکروسیلیس ساختند. نمونه‌های ساخته‌شده با سنگ‌دانه‌ی بازیافتی و بدون میکروسیلیس دچار افت مقاومت فشاری شدند و نمونه‌های حاوی سنگ‌دانه‌ی بازیافتی با ۵ و ۱۰ درصد میکروسیلیس افزایش و کاهش در مقاومت فشاری را تجربه کردند.

کو[۳] و همکاران (۲۰۱۱)،[۲۵] با نسبت آب به مواد سیمانی ۰/۵، افزایش مقاومت در سنین مختلف را برای نمونه‌های حاوی سنگ‌دانه‌ی بازیافتی و میکروسیلیس بررسی کردند و نمونه‌های حاوی درشت‌دانه‌ی طبیعی و ۵۰ و ۱۰۰ درصد درشت‌دانه‌ی بازیافتی با و بدون میکروسیلیس را ساختند و آزمایش‌های مختلفی روی آن‌ها انجام دادند. در پژوهش اخیر، نمونه‌های حاوی به ترتیب ۰، ۵۰، و ۱۰۰ درصد درشت‌دانه‌ی بازیافتی و ۱۰٪ میکروسیلیس در سن ۲۸ روز نسبت به نمونه‌ی شاهد ساخته‌شده با درشت‌دانه‌ی طبیعی بدون میکروسیلیس مقاومت فشاری بیشتری داشتند، در حالی که در سن ۹۰ روزه، مقاومت فشاری افزایش کمتری نسبت به نمونه‌ی شاهد داشته است، که نشانگر تأثیر بیشتر میکروسیلیس در سنین کم است و هر چه سن نمونه‌ها بالاتر می‌رود، اختلاف مقاومت فشاری نیز کاهش می‌یابد.

جلیلی‌فر و ساجدی (۲۰۲۱)،[۲۶] در پژوهشی با نسبت آب به مواد سیمانی ۰/۳۶، از زئولیت به‌عنوان ماده‌ی افزودنی استفاده کردند. با افزایش درصد جایگزینی زئولیت در بتن، مقاومت فشاری کاهش و جذب آب افزایش یافت و وضعیت ریزساختار بتن افول کرد و ضعیف‌تر شد و در ۳۰٪ جایگزینی سیمان با زئولیت، ترک‌هایی از ناحیه‌ی انتقال به درون خمیر سیمان تشکیل شده بود.

تام و تام[۴] (۲۰۰۸)،[۲۷] به‌منظور بهبود در رفتار مقاومت مکانیکی بتن بازیافتی از میکروسیلیس به‌عنوان جایگزین قسمتی از سیمان مصرفی با نسبت آب به مواد سیمانی ۰/۴۵ استفاده کردند. نسبت‌های جایگزینی ۵، ۱۰، ۱۵، ۲۰، ۲۵، و ۳۰ درصد درشت‌دانه‌ی طبیعی با درشت‌دانه‌ی بازیافتی بتنی انتخاب شد و فرآیند اختلاط اجزاء بتن با روش‌های اختلاط یک و دو مرحله‌یی صورت پذیرفت. در پژوهش جامع اخیر، سه گروه طرح اختلاط در نظر گرفته شد: در گروه اول، بتن بازیافتی بدون میکروسیلیس و روش اختلاط یک مرحله‌یی در نظر گرفته شد؛ در گروه دوم، ۲٪ از وزن درشت‌دانه‌ی بازیافتی بتنی با میکرو سیلیس جایگزین و روش اختلاط دومرحله‌یی اعمال شد؛ و در گروه سوم، که بیشترین مقدار مواد سیمانی را شامل می‌شد، علاوه‌بر کاربرد میکرو سیلیس، درصدی از درشت‌دانه‌ی بازیافتی نیز مجدداً با سیمان پرتلند جایگزین و روش اختلاط دومرحله‌یی استفاده شد. تحلیل نتایج مقاومت فشاری در دو سن ۲۸ و ۵۶ روزه نشان داد که طرح‌های گروه سوم، بهترین عملکرد مکانیکی را دارند و طرح‌های گروه دوم، نیز عملکرد بهتری نسبت به طرح‌های گروه اول دارند. پژوهشگران اذعان داشتند که در گروه دوم به‌دلیل کاربرد میکروسیلیس، ناحیه‌ی انتقال سطحی، بهبود مطلوبی یافته است و همچنین تخلخل ملات چسبیده به سنگ‌دانه‌های بازیافتی نیز کمتر شده است ؛ اما در گروه سوم، این بهبود مضاعف شده و عملاً لایه‌یی ضخیم از ملات سیمانی جدید در ناحیه‌ی انتقال سطحی قدیمی شکل گرفته و ملات چسبیده به سنگ‌دانه‌های بازیافتی نیز به متراکم‌ترین حالت خود تبدیل شده‌اند.

کو و پون[۵] (۲۰۰۶)،[۲۸] مشاهده کردند که بتن بازیافتی ساخته‌شده با نسبت‌های آب به سیمان ۰/۵۵ و ۰/۴۵ با ۲۵٪ خاکستر بادی در سن ۹۰ روزه مقاومت فشاری بیشتری نسبت به بتن معمولی دارد، اما افزودن ۳۵٪ خاکستر بادی، مقاومت فشاری بتن بازیافتی را کاهش می‌دهد. کرینالدسی و موریکونی[۶] (۲۰۰۹)،[۲۹] نیز در بتن ساخته‌شده با ۱۰۰٪ درشت‌دانه و ریزدانه‌ی بازیافتی، ۳۰٪ خاکستر بادی و ۱۵٪ میکروسیلیس به‌کار بردند. همچنین از نسبت آب به سیمان ۰/۴ برای بتن‌های بازیافتی و برای کنترل کارایی از افزودنی‌های شیمیایی استفاده شد. بتن بازیافتی دارای خاکستر بادی یا میکروسیلیس، مقاومت فشاری یکسان یا بیشتری نسبت به بتن بازیافتی (در همه‌ی سنین) داشت، این موضوع بدان معناست که با افزودن ۱۵٪ میکروسیلیس به بتن حاوی ۱۰۰٪ سنگ‌دانه‌ی بازیافتی می‌توان عملکرد مقاومتی بسیار بهتری نسبت به بتن معمولی داشت.

تانگچیراپات[۷] و همکاران (۲۰۰۸)،[۳۰] تأثیر افزودن خاکستر شلتوک برنج[۸] را در مقاومت مکانیکی بتن ساخته‌شده با نسبت آب به مواد سیمانی ۰/۴۸ و ۱۰۰٪ درشت‌دانه‌ی بازیافتی، ۱۰۰٪ درشت‌دانه‌ی بازیافتی و ۵۰٪ ریزدانه‌ی

[۱] Calsium Silicate Hydrate
[۲] Dilbas
[۳] Kou
[۴] Tam & Tam
[۵] Kou and Poon
[۶] Corinaldesi and Moriconi
[۷] Thangchirapat
[۸] Rice huskk ash (RHBA)

بازیافتی و ۱۰۰٪ درشت‌دانه و ریزدانه‌ی بازیافتی بررسی کردند. در پژوهش اخیر، سیمان پرتلند در نسبت‌های جایگزینی ۲۰، ۳۵، و ۵۰ درصد با خاکستر شلتوک برنج جایگزین شد و نتایج نشان داد که برای بتن ساخته‌شده با ۱۰۰٪ درشت‌دانه‌ی بازیافتی، افزودن ۲۰ یا ۳۵ درصد خاکستر شلتوک برنج منجربه بهبود قابل ملاحظه‌یی در مقاومت فشاری می‌شود. همچنین جایگزینی ۵٪ سیمان پرتلند با خاکستر شلتوک برنج در همه‌ی طرح‌ها منجربه افت شدید مقاومت (کمترین مقاومت فشاری) شد.

یکی از موضوعاتی که در کاربرد سنگ‌دانه‌ی بازیافتی و پوزولان‌ها در تولید بتن مورد پرسش است، خواص بلندمدت بتن ساخته‌شده با سنگ‌دانه‌ی بازیافتی و پوزولان است. این مسئله باتوجه به نقش‌آفرینی پوزولان‌ها در افزایش مقاومت مکانیکی بسیار حائز اهمیت است.

برای استفاده از سنگ‌دانه‌ی بازیافتی در کشورها استانداردهایی وضع شده است؛[۳۱] که سنگ‌دانه‌های بازیافتی را با توجه به آلودگی آن‌ها، کیفیت و مقاومت آن‌ها دسته‌بندی کرده و اجازه‌ی استفاده تا حد مشخصی از آن‌ها را داده‌اند. در ایران، اما استاندارد مشخصی برای سنگ‌دانه‌های بازیافتی وجود ندارد.

همچنین خود عملکرد سنگ‌دانه‌ی بازیافتی در بلندمدت نیز سؤال‌برانگیز است؛ لذا در پژوهش حاضر، یک نوع درشت‌دانه‌ی بازیافتی با نسبت‌های جایگزینی ۳۰، ۵۰، و ۱۰۰ درصد و همچنین دو نوع پوزولان شامل ۸٪ میکروسیلیس و ۱۵٪ زئولیت در طرح‌های اختلاط استفاده شده است. همچنین نمونه‌های با سن ۳ ساله جهت ارزیابی عملکرد مکانیکی بلندمدت آزمایش شده‌اند.

۲. روش پژوهش

۱.۲. سیمان و مصالح سنگ‌دانه‌یی

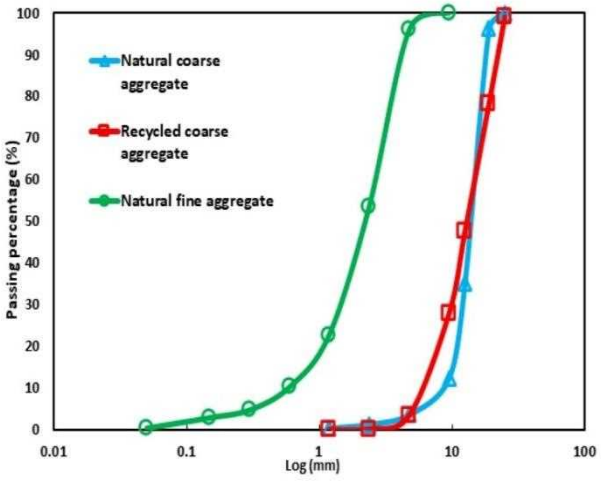
در پژوهش حاضر، یک نوع سنگ‌دانه‌ی بازیافتی و یک نوع سنگ‌دانه‌ی طبیعی استفاده شده است. سنگ‌دانه‌های بازیافتی حاصل خردشدن دستی نمونه‌های مکعبی فشاری (۱۵×۱۵×۱۵ سانتی‌متر) بوده و در محیط آزمایشگاه مصالح ساختمانی دانشگاه تهران تولید شده‌اند. همه‌ی نمونه‌ها دارای طرح اختلاط واحد بودند و در بخشی از پروژه‌ی بازار بزرگ ایران (ایران مال) در حد فاصل سال‌های ۱۳۹۴-۱۳۹۵ استفاده شده بودند. همچنین سن نمونه‌ها در حین خردایش به‌صورت متوسط ۶ ماه برآورد شده بود. برای تهیه‌ی سنگ‌دانه‌های ذکرشده، استاندارد استفاده‌شده‌یی به‌دلیل نبود استانداردی در کشور مد نظر نبوده است.

در آزمایش جذب آب، درشت‌دانه‌ی بازیافتی استفاده‌شده، جذب آب بسیار بیشتری نسبت به درشت‌دانه‌ی طبیعی (۱/۷۵ برابر درشت‌دانه‌ی طبیعی) داشته و چگالی درشت‌دانه‌ی بازیافتی نیز ۱۰٪ از درشت‌دانه‌ی طبیعی کمتر بوده است. در آزمایش سایش لس‌آنجلس نیز باید عنوان کرد که سنگ‌دانه‌ی بازیافتی به‌مراتب عملکرد کیفی ضعیف‌تری نسبت به سنگ‌دانه‌ی طبیعی داشته است. در آزمایش اخیر، شاخص ۱۵/۹۳ و ۲۷/۷۲ درصد به ترتیب برای سنگ‌دانه‌های طبیعی و بازیافتی محاسبه شد. همان‌طور که در پیشینه‌ی پژوهش اشاره شد، خمیر سیمان هیدراته‌شده‌ی چسبیده به سنگ‌دانه‌ها در درشت‌دانه‌ی بازیافتی کیفیت عملکردی را به‌مراتب نسبت به مصالح سنگ‌دانه‌یی طبیعی کاهش می‌دهد. تخلخل بیشتر و همچنین وجود ترک‌های متعدد بین خمیر سیمان هیدراته‌شده و سنگ‌دانه در درشت‌دانه‌ی بازیافتی از دیگر علل کیفیت عملکردی پایین سنگ‌دانه‌های بازیافتی است.

در جدول ۱، مشخصات طرح اختلاط بتن مادر سنگ‌دانه‌های بازیافتی تولیدشده ارائه شده است همچنین برای یکسان‌بودن شکل سنگ‌دانه‌ها، در سنگ‌دانه‌های طبیعی نیز از سنگ‌دانه‌های شکسته استفاده شده است. برای جایگزینی سنگ‌دانه‌ها، نیزفقط درشت‌دانه‌ها با درشت‌دانه‌ی بازیافتی جایگزین شدند و در تمام نمونه‌ها از ریزدانه‌ی طبیعی استفاده شده است. دانه‌بندی سنگ‌دانه‌های استفاده‌شده در شکل ۱ مشاهده می‌شود. مشخصات سنگ‌دانه‌های مصرفی در جدول ۲ ارائه شده است. سیمان استفاده‌شده نیز سیمان تیپ II بود و از میکروسیلیس و زئولیت به‌عنوان مواد جایگزین سیمان

جدول ۱. طرح مخلوط بتن مادر.

نسبت آب به سیمان	۰/۳۴
سیمان (Kg/m^3)	۴۲۰
سنگ‌دانه‌ی ۹/۵-۱۹ mm (Kg/m^3)	۳۳۵
سنگ‌دانه‌ی ۴/۷۵-۱۲ mm (Kg/m^3)	۲۵۸
سنگ‌دانه‌ی ۰-۶ mm (Kg/m^3)	۱۲۳۸



شکل ۱. دانه‌بندی سنگ‌دانه‌های استفاده شده.

جدول ۲. نتایج آزمایش‌های انجام شده بر روی مصالح سنگ‌دانه‌یی استفاده شده.

	ریزدانه‌ی طبیعی	درشت‌دانه‌ی طبیعی	درشت‌دانه‌ی بازیافتی
جذب آب حالت اشباع (٪)	۳/۴۱	۲/۷۰	۷/۴۵
چگالی SSD (ton/m^3)	۲/۵۱	۲/۶۲	۲/۳۵
آزمایش سایش لس‌آنجلس (٪)	*	۱۵/۹۳	۲۷/۷۲

استفاده شده است، که مشخصات شیمیایی به‌دست‌آمده از آزمایش XRF هرکدام در جدول ۳ ارائه شده است.

۲.۲. طرح مخلوط

در پژوهش حاضر، ۱۲ طرح اختلاط جهت دست‌یابی به اهداف پژوهش طراحی شده است. مقاومت ۲۸ روزه‌ی ۴۰ (MPa) مبنای طراحی اختلاط طرح شاهد قرار داده شد. برای این منظور، نسبت آب به سیمان ۰/۵ به‌دست آمد. سپس درشت‌دانه‌های طبیعی با درصدهای ۳۰، ۵۰، و ۱۰۰ با درشت‌دانه‌ی بازیافتی جایگزین شدند. همچنین سیمان نیز با میکروسیلیس و زئولیت به ترتیب با درصدهای ۸ و ۱۵ جایگزین شد و برای رسیدن به کارایی مناسب، مقادیر مناسبی از فوق روان‌کننده بر پایه‌ی پلی کربکسیلیک اتر اضافه شد. اختلاط بتن با توجه به استاندارد ASTM C۱۹۲،[۳۲] انجام شد، اما به‌دلیل جذب آب بالای سنگ‌دانه‌های بازیافتی، پیش از اختلاط، سنگ‌دانه‌های بازیافتی به مدت ۶ ساعت در آب قرار داده شدند و روی آن‌ها با پلاستیک پوشانده شد. آب استفاده‌شده برای اشباع سنگ‌دانه‌ها، ۶۰٪ از آب کل طرح اختلاط بود. بتن به روش معمول ساخته شد. بدین صورت که تمام مصالح به درون میکسر ریخته شدند و ۲ دقیقه مخلوط و سپس قالب‌گیری صورت گرفت. پس از ساخت، قالب‌های حاوی بتن تازه به مدت ۲ ± ۲۴ ساعت در شرایط آزمایشگاهی نگهداری شدند. بعد از خروج نمونه‌ها از قالب، نمونه‌های بتنی تا زمان انجام آزمایش در آب آهک اشباع در دمای ۲ ± ۲۵ °C نگهداری شدند. طرح اختلاط‌های ساخته‌شده در پژوهش حاضر در جدول ۴ ارائه شده‌اند.

۳.۲. آزمایش‌های انجام‌شده

در پژوهش حاضر، آزمایش‌های مکانیکی و دوامی برای سنجش عملکرد کیفی سنگدانه‌ها و بتن انجام گرفت. برای ارزیابی خصوصیات مکانیکی و دوامی سنگدانه‌ها آزمایش سایش لس‌آنجلس طبق استاندارد ASTM ۱۳۱ C،[۳۳] صورت گرفته و برای بررسی ریزساختار سنگ‌دانه‌ها از آزمایش SEM استفاده شده است. همچنین جهت ارزیابی مشخصات مکانیکی و دوامی نمونه‌های بتنی ساخته‌شده، آزمایش‌های متعددی در برنامه‌ی پژوهش حاضر در نظر گرفته شد؛ که در آن، مقاومت فشاری با استاندارد BS ۱۲۳۹۰-۳ EN،[۳۴] در سنین ۷ و ۲۸ روزه و ۳ ساله بر روی ۳ نمونه‌ی مکعبی با ابعاد ۱۵×۱۵×۱۵ (cm^3)، آزمایش مقاومت کششی باتوجه به استاندارد ASTM C۴۹۶،[۳۵] بر روی دو نمونه‌ی استوانه‌یی ۱۵×۳۰ در سنین ۷ و

جدول ۳. مشخصات شیمیایی سیمان، میکروسیلیس و زئولیت مصرفی در پژوهش حاضر.

ترکیب شیمیایی	سیمان	میکروسیلیس	زئولیت
SiO_2 (٪)	۲۷/۳	۸۶/۱۸	۶۴/۹
Al_2O_3 (٪)	۴/۶	۱/۴۴	۱۲/۳
Fe_2O_3 (٪)	۲/۷	۰/۲	۰/۳۶
CaO (%)	۴۶/۷	۳/۰۶	۲/۱
MgO (%)	۳/۵	۱/۳۲	۰/۹
SO_3 (٪)	۲/۰۴	۰/۳۳۷	۰/۱۹
Na_2O (٪)	۰/۳۴	-	-
K_2O (٪)	۰/۵۲	-	-

جدول ۴. مشخصات طرح اختلاط‌های طراحی‌شده در پژوهش حاضر.

	سیمان (kg/m^3)	میکروسیلیس (kg/m^3)	زئولیت (kg/m^3)	آب (kg/m^3)	w/c	ریزدانه (kg/m^3)	درشت‌دانه‌ی طبیعی (kg/m^3)	درشت‌دانه‌ی بازیافتی (kg/m^3)	فوق روان‌کننده (gr/m^3)	اسلامپ (cm)
NC	۳۵۰	-	-	۱۷۵	۰/۵	۹۷۹	۸۴۸	۰	۹۵۰	۸
RCAC-۳۰	۳۵۰	-	-	۱۷۵	۰/۵	۹۷۹	۵۹۴	۲۲۸	۱۲۴۰	۸/۵
RCAC-۵۰	۳۵۰	-	-	۱۷۵	۰/۵	۹۷۹	۴۲۴	۴۲۴	۱۲۰۰	۷/۵
RCAC-۱۰۰	۳۵۰	-	-	۱۷۵	۰/۵	۹۷۹	۰	۷۶۱	۱۲۳۰	۸
SFRCAC	۳۲۲	۲۸	-	۱۷۵	۰/۵	۹۷۹	۸۴۸	۰	۱۴۴۴	۷/۵
SFRCAC-۳۰	۳۲۲	۲۸	-	۱۷۵	۰/۵	۹۷۹	۵۹۴	۲۲۸	۱۴۵۱	۸
SFRCAC-۵۰	۳۲۲	۲۸	-	۱۷۵	۰/۵	۹۷۹	۴۲۴	۴۲۴	۱۴۹۲	۹
SFRCAC-۱۰۰	۳۲۲	۲۸	-	۱۷۵	۰/۵	۹۷۹	۰	۷۶۱	۱۴۷۴	۸
ZRCAC	۲۹۷/۵	-	۵۲/۵	۱۷۵	۰/۵	۹۷۹	۸۴۸	۰	۱۵۲۶	۷
ZRCAC-۳۰	۲۹۷/۵	-	۵۲/۵	۱۷۵	۰/۵	۹۷۹	۵۹۴	۲۲۸	۱۴۹۸	۷/۵
ZRCAC-۵۰	۲۹۷/۵	-	۵۲/۵	۱۷۵	۰/۵	۹۷۹	۴۲۴	۴۲۴	۱۵۷۱	۷/۵
ZRCAC-۱۰۰	۲۹۷/۵	-	۵۲/۵	۱۷۵	۰/۵	۹۷۹	۰	۷۶۱	۱۵۵۶	۸

۲۸ روزه و ۳ ساله انجام گرفت. همچنین آزمایش جذب آب با استاندارد ASTM C۶۴۲،[۳۶] بر روی سه نمونه‌ی مکعبی و آزمایش عمق نفوذ آب با استاندارد DIN۱۰۴۸،[۳۷] در سن ۲۸ روزه بر روی دو نمونه‌ی استوانه‌یی ۱۵×۳۰ سانتی‌متر جهت ارزیابی عملکرد دوامی نمونه‌های بتنی در نظر گرفته شد. در بخش بعد، نتایج آزمایش‌های انجام‌شده بر روی مصالح سنگ‌دانه‌یی و نمونه‌های بتنی ارائه شده است.

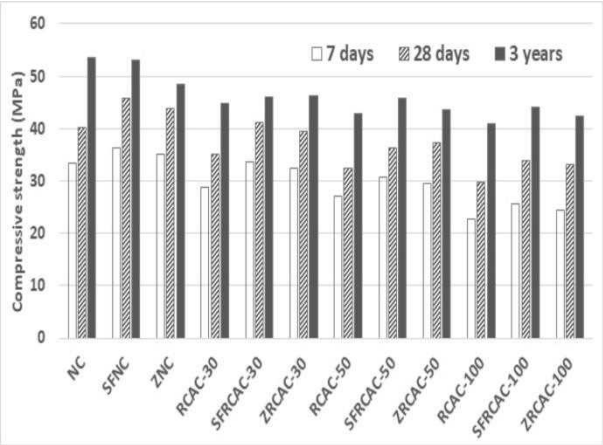
۳. تجزیه‌وتحلیل نتایج

۱.۳. نتایج آزمایش مقاومت فشاری

نتایج آزمایش مقاومت فشاری در جدول ۵ و شکل ۲ ارائه شده است. آزمایش مقاومت فشاری برای سنین ۷ و ۲۸ روزه و ۳ ساله انجام شده است. مقاومت فشاری طرح شاهد ساخته‌شده با سنگ‌دانه‌ی طبیعی و بدون افزودن پوزولان‌ها (طرح NC) در سنین ۷ و ۲۸ روزه و ۳ ساله به ترتیب ۳۳/۳، ۴۰/۱، و ۵۳/۶ (MPa) بوده است. در سنین ۷ و ۲۸ روزه، نمونه‌های ساخته‌شده به ترتیب ۶۲ و ۷۵ درصد مقاومت نهایی در ۳ سال را کسب کرده بودند.

مقاومت فشاری طرح SFNC (طرح شاهد+ ۸٪ میکروسیلیس) و ZNC (طرح شاهد+ ۱۵٪ زئولیت)، هر کدام در سنین ۷ و ۲۸ روزه و ۳ ساله به ترتیب ۳۶/۳، ۴۵/۷، ۵۳/۱، ۳۵، ۴۳/۹، ۴۸/۵ (MPa) بود، که نشان‌دهنده‌ی تأثیر مثبت استفاده از هر دو پوزولان در سنین کم است (۷ و ۲۸ روزه)، به‌گونه‌یی که طرح‌های SFNC و ZNC هرکدام در سنین ۷ و ۲۸ روزه به ترتیب ۱۰ و ۱۴ درصد و ۵ و ۹ درصد افزایش مقاومت فشاری را نسبت به طرح شاهد (NC) نشان می‌دهند. در سن ۳ سال نیز همین طرح‌ها به ترتیب صفر و ۱۰ درصد کاهش در مقاومت فشاری را نسبت به طرح شاهد نشان دادند که مؤید آن است که با افزایش سن نمونه‌ی بتنی تا ۳ سال، عملاً پوزولان‌ها تأثیر چندانی در مقاومت فشاری کسب‌شده نسبت به طرح شاهد ندارند. به‌گونه‌یی که ۸٪ میکروسیلیس در سن ۳ سال تأثیر بسیار اندکی در افزایش مقاومت فشاری و ۱۵٪ زئولیت نیز تأثیر بسیار اندکی در کاهش مقاومت فشاری نسبت به طرح شاهد داشته‌اند. همچنین درصد کسب مقاومت نمونه‌های SFNC و ZNC نسبت به مقاومت در سن ۳ ساله، در سنین ۷ و ۲۸ روز به ترتیب ۶۸ و ۸۶ درصد و ۷۲ و ۹۰ درصد بوده است که نشان می‌دهد سرعت کسب مقاومت فشاری در نمونه‌های حاوی پوزولان بیشتر بوده است.

به تعبیر بهتر در سن ۲۸ روزه، عملاً حدود ۹۰٪ مقاومت فشاری ۳ ساله در هر دو طرح کسب شده است. همچنین این نتایج بیان می‌کنند که عملاً در بلندمدت، پوزولان‌های میکروسیلیس و زئولیت در درصدهای استفاده‌شده در پژوهش حاضر، تأثیر چندانی در بهبود مقاومت فشاری نخواهند داشت. اگرچه این مسئله باید در نظر گرفته شود که مبنای محاسبه‌ی طرح اختلاط حتی در کارهای سازه‌یی، همان سن ۲۸ روزه‌ی بتن است و عملاً مقاومت فشاری بلندمدت مدنظر طراحی قرار نمی‌گیرد. از طرفی، با بررسی طرح اختلاط‌های دارای درشت‌دانه‌ی بازیافتی نشان داد که با افزایش درصد جایگزینی درشت‌دانه‌ی طبیعی با درشت‌دانه‌ی بازیافتی، مقاومت فشاری تمام طرح‌ها کاهش یافته است. به صورتی که در طرح RCAC-۳۰، در سنین ۷ و ۲۸ روزه و ۳ سال به‌ترتیب به مقاومت فشاری ۲۸/۷، ۳۵/۱، و ۴۴/۹ (MPa) اخذ شده است، که به ترتیب نشان‌دهنده‌ی ۱۴، ۱۲، و ۱۶ درصد کاهش در مقاومت فشاری نسبت به طرح شاهد متناظر است. به همین ترتیب در طرح RCAC-۵۰ نیز مقاومت فشاری ۲۷/۱، ۳۲/۵، و ۴۲/۹ (MPa) اخذ شده است، که به ترتیب نشان‌دهنده‌ی ۱۹، ۱۹، و ۲۰ درصد کاهش در مقاومت فشاری نسبت به طرح شاهد متناظر است. طرح RCAC-۱۰۰ نیز مقاومت فشاری ۲۲/۸، ۲۹/۸، و ۴۰ (MPa) را کسب کرده است، که به ترتیب نشان‌دهنده‌ی ۳۲، ۲۶، و ۲۵ درصد کاهش در مقاومت فشاری نسبت به طرح شاهد متناظر است.



شکل ۲ نتایج آزمایش مقاومت فشاری.

جدول ۵ . نتایج آزمایش‌های مقاومت فشاری و کششی در سنین مختلف.

کد نمونه	مقاومت فشاری (MPa)			مقاومت کششی (MPa)		
	۷ روزه	۲۸ روزه	۳ ساله	۷ روزه	۲۸ روزه	۳ ساله
NC	۳۳/۳	۴۰/۱	۵۳/۶	۲/۸	۳/۹	۶
SFNC	۳۶/۳	۴۵/۷	۵۳/۱	۳	۴	۶/۳
ZNC	۳۵	۴۳/۹	۴۸.۵	۲/۸	۳/۸	۶
RCAC-۳۰	۲۸/۷	۳۵/۱	۴۴/۹	۲/۸	۳/۵	۵/۲
SFRCAC-۳۰	۳۳/۶	۴۱/۲	۴۶	۳	۳/۵	۵/۶
ZRCAC-۳۰	۳۲/۴	۳۹/۵	۴۶/۱	۲/۹	۳/۶	۵/۳
RCAC-۵۰	۲۷/۱	۳۲/۵	۴۲/۹	۲/۷	۳/۲	۵/۲
SFRCAC-۵۰	۳۰/۷	۳۶/۲	۴۵/۸	۲/۷	۳/۴	۴/۸
ZRCAC-۵۰	۲۹/۴	۳۷/۲	۴۳/۶	۲/۸	۳/۴	۵
RCAC-۱۰۰	۲۲/۸	۲۹/۸	۴۰	۱/۹	۲/۱	۳/۷
SFRCAC-۱۰۰	۲۵/۷	۳۳/۹	۴۴/۲	۲/۵	۲/۸	۳/۹
ZRCAC-۱۰۰	۲۴/۳	۳۳/۱	۴۲/۴	۲/۴	۲/۷	۴/۱

مقاومت کسب‌شده در سنین ۷ و ۲۸ روزه نسبت به مقاومت در سن ۳ سال در طرح‌های حاوی درشت‌دانه‌ی بازیافتی برای طرح‌های RCAC-۳۰، RCAC-۵۰، و RCAC-۱۰۰ به ترتیب ۶۴ و ۷۸ درصد؛ ۶۳ و ۷۶ درصد و ۵۷ و ۷۵ درصد بوده است. به تعبیر بهتر با استفاده از درشت‌دانه‌ی بازیافتی در طرح‌های اختلاط، در سن ۷ روز، سرعت کسب مقاومت فشاری به‌خصوص در طرح RCAC-۱۰۰ اندکی کاهش یافت، اما در سن ۲۸ روز با همان سرعت کسب مقاومت فشاری در بتن با درشت‌دانه‌ی طبیعی، مقاومت کسب شد.

داده‌های سن ۳ ساله نیز نشان می‌دهد که در مقایسه با طرح شاهد، طرح ۳۰ RCAC-، ۱۶درصد، طرح RCAC-۵۰، ۲۰ درصد، و طرح RCAC-۱۰۰، ۲۵ درصد مقاومت فشاری کمتری نسبت به طرح شاهد دارند؛ اما با مقایسه‌ی داده‌ها با مقاومت فشاری ۲۸ روزه‌ی طرح شاهد (۴۰/۱ MPa) می‌توان نتیجه گرفت که با گذشت ۳ سال از ساخته‌شدن بتن حاوی ۱۰۰٪ درشت‌دانه‌ی بازیافتی، عملاً مقاومت فشاری ۲۸ روزه‌ی طرح شاهد به‌صورت کامل حاصل می‌شود. این نتیجه‌گیری اگرچه از نقطه‌نظر سن نمونه‌ها مبنای درستی ندارد، اما در بسیاری از کاربردها مانند رویه‌های بتنی یا سازه‌هایی که به‌صورت طولانی مدت ساخته می‌شوند، این مسئله می‌تواند حائز اهمیت ویژه‌یی باشد و در طراحی موردتوجه قرار گیرد.

همچنین بررسی داده‌های مقاومت فشاری طرح‌های حاوی ۱۵٪ زئولیت و درشت‌دانه‌ی بازیافتی نشان می‌دهد که در طرح ZRCAC-۳۰ مقاومت فشاری نمونه‌ها در سنین ۷ و ۲۸ روزه و ۳ ساله به ترتیب به ۳۲/۴، ۳۹/۵، و ۴۶/۲ (MPa) اندازه‌گیری شده است، که نسبت به نمونه‌های حاوی درشت‌دانه‌های بازیافتی بدون پوزولان با درصد جایگزینی یکسان (RCAC-۳۰) در همین سنین، به ترتیب ۱۳، ۱۳، و ۳ درصد افزایش در مقاومت فشاری رخ داده است.

به همین ترتیب طرح ZRCAC-۵۰ نیز در سنین ۷ و ۲۸ روزه و ۳ ساله به مقاومت فشاری ۲۹/۴، ۳۷/۲، و ۴۳/۶ (MPa) رسیده است، که نسبت به طرح RCAC-۵۰ در همان سنین به ترتیب ۸، ۱، و ۲ درصد افزایش در مقاومت فشاری را نتیجه داده است.

طرح ZRCAC-۱۰۰ نیز در سنین ۷ و ۲۸ روزه و ۳ ساله به ترتیب مقاومت فشاری a ۲۴/۳، ۳۳/۱، و ۴۲/۵ (MPa) را اخذ کرده است، که نسبت به طرح RCAC-۱۰۰ در همین سنین، به ترتیب نشان‌دهنده‌ی ۷، ۱۱، و ۶ درصد بهبود در مقاومت فشاری هستند. تحلیل نتایج نشان می‌دهد که مقاومت فشاری تا جایگزینی ۳۰٪ از درشت‌دانه‌ی طبیعی با درشت‌دانه‌ی بازیافتی مخصوصاً در سنین کم بهبود یافته است، اما برای درصدهای جایگزینی بیشتر از ۳۰٪ و سن ۳ سال تغییر خاصی مشاهده نمی‌شود. کسب مقاومت فشاری در طرح‌های حاوی درشت‌دانه‌ی بازیافتی و زئولیت سنین ۷ و ۲۸ روزه نسبت به مقاومت در سن ۳ ساله برای نمونه‌های ZRCAC-۳۰، به ترتیب ۷۰ و ۸۶ درصد، برای طرح ZRCAC-۵۰ به ترتیب ۶۷ و ۸۵ درصد و برای طرح ZRCAC-۱۰۰، به ترتیب ۵۷ و ۷۸ درصد بوده است، که نشان‌دهنده‌ی افزایش سرعت کسب مقاومت در سنین کم است و در سن ۲۸ روز و جایگزینی تا ۵۰٪ سرعت افزایش مقاومت فشاری بیشتر بوده و نمونه‌ها سریع‌تر به مقاومت نهایی رسیده‌اند، که ناشی از تأثیر مثبت استفاده از ۱۵٪ زئولیت در افزایش سرعت روند کسب مقاومت فشاری است (تا سن ۲۸ روز). یک نکته‌ی حائز اهمیت دیگر مقاومت فشاری ۲۸ روزه‌ی طرح ZRCAC-۳۰ است، که برابر با ۳۹/۵ (MPa) محاسبه شده است. مقایسه‌ی داده‌ی مقاومت فشاری ۲۸ روزه این طرح با مقاومت فشاری ۲۸ روزه‌ی طرح شاهد نشان می‌دهد که تا سن ۲۸ روزه تأثیر منفی جایگزینی۳۰٪ از درشت‌دانه‌ی طبیعی با درشت‌دانه‌ی بازیافتی توسط ۱۵٪ زئولیت جبران می‌شود، اما بررسی همین طرح در سن ۳ ساله نشان می‌دهد که مقاومت فشاری ۱۴٪ نسبت به طرح شاهد (در سن ۳ ساله) کاهش یافته است. مسئله‌ی موردتوجه دیگر این است که در سن ۳ سال عملاً جایگزینی ۱۵٪ زئولیت تأثیر قابل قبولی در افزایش و بهبود مقاومت فشاری طرح‌های دارای درشت‌دانه‌ی بازیافتی ندارد (۳، ۲، و ۶ درصد به ترتیب به ازاء نسبت‌های جایگزینی ۳۰، ۵۰، و ۱۰۰ درصد). بررسی و تحلیل داده‌های مقاومت فشاری طرح‌های حاوی ۸٪ میکروسیلیس و درشت‌دانه‌های بازیافتی نشان می‌دهد که در طرح‌های SFRCAC-۳۰، ۵۰ SFRCAC-، و SFRCAC-۱۰۰ مقاومت فشاری در سنین ۷ و ۲۸ روزه و ۳ ساله نسبت به نمونه‌های بدون میکروسیلیس افزایش یافته است، که نشان‌دهنده‌ی تأثیر مثبت جایگزینی سیمان با میکروسیلیس در بتن حاوی درشت‌دانه‌ی بازیافتی است. مقاومت فشاری طرح SFRCAC-۳۰ در سنین ۷ و ۲۸ روزه و ۳ ساله به ترتیب به ۳۳/۶، ۴۱/۲، و ۴۶ (MPa) رسید، که نسبت به طرح RCAC- ۳۰به ترتیب ذکرشده دارای ۱۷، ۱۷، و ۳ درصد بهبود در مقاومت فشاری است، که البته مشاهده می‌شود که در سن ۳ سال تغییر چندانی رخ نداده است.

به همین ترتیب، مقاومت فشاری طرح SFRCAC- ۵۰ در سنین ۷ و ۲۸ روزه و ۳ ساله به ترتیب به ۳۰/۷، ۳۶/۲، و ۴۵/۸ (MPa) رسیده است، که نسبت به طرح RCAC- ۵۰ به ترتیب ذکرشده دارای ۱۳، و ۱۱، و ۷ درصد بهبود در مقاومت فشاری است. مقاومت فشاری طرح SFRCAC-۱۰۰ نیز در سنین ۷ و ۲۸ روز و ۳ سال به ترتیب به ۲۵/۷، ۳۳/۹، و ۴۴/۲ (MPa) رسیده است، که نسبت به طرح RCAC-۱۰۰ به ترتیب ذکرشده دارای ۱۳، ۱۴، و ۱۰ درصد بهبود مقاومت فشاری است. تحلیل نتایج نشان می‌دهد که با افزایش سن نمونه‌ها، تأثیر میکروسیلیس در افزایش مقاومت فشاری نمونه‌ها کاهش می‌یابد. همچنین در سن ۳ سال با افزایش درصد جایگزینی، درصد افزایش مقاومت نیز افزایش یافته است، که نشان از تأثیر مثبت میکروسیلیس در مقاومت نمونه‌ها حتی در سن ۳ سال است (۳، ۷ ، ۱۰ درصد به ترتیب برای نسبت جایگزینی ۳۰، ۵۰، و ۱۰۰ درصد). مقایسه‌ی نتایج اخیر با نتایج مقاومت فشاری ۳ ساله‌ی طرح‌های دارای ۱۵٪ زئولیت نشان می‌دهد که عملکرد بلندمدت میکروسیلیس در روند بهبود مقاومت فشاری نسبت به زئولیت مطلوب‌تر بوده است.

در بررسی نتایج مقاومت فشاری، مسئله‌یی که حائز اهمیت است، مقاومت فشاری ۲۸ روزه‌ی طرح SFRCAC-۳۰ است، که برابر با ۴۱/۲ (MPa) محاسبه شد. مقایسه‌ی این مقاومت فشاری با مقاومت فشاری ۲۸ روزه‌ی طرح شاهد (۴۰/۱ MPa) نشان می‌دهد که جایگزینی ۸٪ از سیمان مصرفی با میکروسیلیس تأثیر منفی جایگزینی۳۰٪ درشت‌دانه‌ی طبیعی با درشت‌دانه‌ی بازیافتی در مقاومت فشاری را کاملاً جبران می‌کند و حتی به میزان ۱ (MPa) مقاومت فشاری را افزایش می‌دهد، اما بررسی همین طرح در سن ۳ سال نشان می‌دهد که مقاومت فشاری ۱۴٪ نسبت به طرح شاهد (در سن ۳ ساله) کاهش یافته است.

با مقایسه‌ی مقاومت فشاری نسبت به مقاومت فشاری نمونه‌ی شاهد مشاهده می‌شود که استفاده از پوزولان‌ها در سن ۲۸ روز، باعث بهبود مقاومت فشاری نمونه‌ی با سنگ‌دانه‌ی طبیعی و پوزولان (SFNC و ZNC) نسبت به نمونه‌ی بدون پوزولان شده است. این بهبود برای نمونه‌های با پوزولان و سنگ‌دانه‌ی بازیافتی نیز اتفاق افتاده و آن‌ها مقاومت فشاری بهتری نسبت به نمونه‌ی بدون

پوزولان و با سنگ‌دانه‌ی بازیافتی داشته‌اند. اما در سن ۳ سال، تأثیر پوزولان کاهش یافته و مقاومت فشاری نمونه‌ها به نمونه‌ی شاهد نزدیک شده‌اند.

نمونه‌های با پوزولان و سنگ‌دانه‌ی طبیعی (SFNC و ZNC) در سن ۳ سال، مقاومت فشاری کمتری داشته‌اند، که نشان‌دهنده‌ی اثر بیشتر پوزولان‌ها در سن کم بوده و در سن ۳ سال، تأثیر ناچیز یا حتی منفی داشته‌اند.

همچنین می‌توان مشاهده کرد که استفاده از زئولیت و میکروسیلیس در نمونه‌های حاوی سنگ‌دانه‌ی طبیعی در سن ۲۸ روز باعث افزایش مقاومت فشاری و در سن ۳ سال باعث کاهش مقاومت فشاری شده است، که نشان‌دهنده‌ی اثر بیشتر دو ماده‌ی مذکور در سنین کم است و با افزایش سن در نمونه‌های بدون پوزولان، حتی تأثیر منفی نیز داشته‌اند. با افزایش درصد جایگزینی سنگ‌دانه‌ی طبیعی با سنگ‌دانه‌ی بازیافتی، اثرگذاری دو پوزولان اخیر افزایش یافته و مانند قبل در سن ۲۸ روز، تأثیرگذاری آن‌ها بیشتر بوده و با افزایش سن اختلاف میان نمونه‌های دارای درصد جایگزینی یکسان و دارای پوزولان و بدون پوزولان کاهش یافته است، که نشان‌دهنده‌ی اثرگذاری بیشتر آن‌ها در سنین کم است.

۲.۳. نتایج آزمایش مقاومت کششی

نتایج آزمایش مقاومت کششی در جدول ۵ و شکل ۳ مشاهده می‌شود. روند کلی موجود در آزمایش مقاومت کششی شبیه به روند موجود در آزمایش مقاومت فشاری بوده است. مقاومت کششی نیز با افزایش درصد جایگزینی درشت‌دانه‌ی طبیعی با درشت‌دانه‌ی بازیافتی، روندی کاهشی را دنبال کرده است. در طرح RCAC-۳۰ نسبت به نمونه‌ی NC در سنین ۷ و ۲۸ روزه و ۳ سال به ترتیب ۲، و ۱۱، و ۱۴درصد کاهش مقاومت کششی رخ داده است، که نشان‌دهنده‌ی تأثیر منفی سنگ‌دانه‌ی بازیافتی در مقاومت کششی است. در طرح RCAC-۵۰ نیز در سنین ۷ و ۲۸ روزه و ۳ سال به ترتیب ۷، ۱۷، و ۱۴ درصد کاهش مقاومت کششی و در طرح RCAC-۱۰۰ در سنین ۷ و ۲۸ روزه و ۳ سال نیز ۳۳، و ۴۵، و ۳۸ درصد کاهش مقاومت کششی نسبت به نمونه‌ی شاهد اتفاق افتاده است.

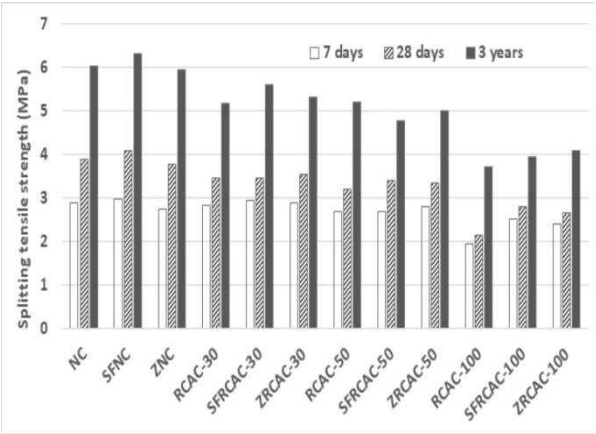
از سوی دیگر، با افزودن ۸٪ میکروسیلیس، مقاومت کششی نمونه‌ی SFNC در سنین ۷ و ۲۸ روزه و ۳ سال به ترتیب به ۳، ۴، و ۶/۳ (MPa) رسیده است، که به ترتیب نشان‌دهنده‌ی ۳، ۵، و ۴ درصد افزایش مقاومت نسبت به طرح شاهد حتی در سن ۳ سال (برخلاف مقاومت فشاری) بوده است. در طرح‌های ساخته‌شده با درشت‌دانه‌ی بازیافتی و ۸٪ میکروسیلیس نیز بهبود در مقاومت کششی مشاهده شد و مقاومت کششی طرح ۳۰ - در سنین ۷ و ۲۸ روزه و ۳ سال به ترتیب به ۳، ۳/۵، و ۵/۶ (MPa) رسیده است، که نسبت به طرح RCAC-۳۰ به ترتیب ۵، صفر، و ۸ درصد افزایش در مقاومت کششی را نشان می‌دهد. به همین ترتیب، مقاومت کششی طرح SFRCAC-۵۰ در سنین ۷ و ۲۸ روزه و ۳ سال به ترتیب به ۲/۷، ۳/۴، و ۴/۸ (MPa) رسیده است، که نسبت به طرح RCAC-۵۰ به ترتیب صفر، ۶، و ۸- درصد تغییر در مقاومت کششی را نشان می‌دهد.

مقاومت کششی طرح SFRCAC-۱۰۰ در سنین ۷ و ۲۸ روزه و ۳ سال نیز به ترتیب به ۲/۵، ۲/۸، و ۳/۹ (MPa) رسیده است، که نسبت به طرح RCAC-۱۰۰ به ترتیب ۳۰، ۳۰، و ۶ درصد افزایش مقاومت کششی را نشان می‌دهد. با مقایسه‌ی نتایج مقاومت کششی مشاهده می‌شود که در سنین کم و مخصوصاً در سن ۷ روزه، تأثیر میکروسیلیس در مقاومت کششی بیشتر است، به گونه‌یی که بیشترین افزایش مقاومت کششی در سن ۷ روزه اتفاق افتاده است. همچنین با افزایش درصد جایگزینی، درصد بهبود مقاومت کششی نیز افزایش یافته و استفاده از میکروسیلیس مؤثرتر بوده است. اما در سن ۳ سال، تأثیر میکروسیلیس بسیار کم بوده است، تا جایی که در طرح SFRCAC-۵۰ مقاومت کششی ۳ ساله نسبت به طرح RCAC-۵۰، ۸٪ کاهش یافته است.

بررسی نتایج مقاومت کششی طرح‌های دارای ۱۵٪ زئولیت نیز نشان می‌دهد که طرح ZNC در سنین ۷ و ۲۸ روزه و ۳ سال به مقاومت کششی ۲/۸، ۳/۸، و ۵/۹ (MPa) رسیده است، که نسبت به طرح NC، ۵، ۴، و ۲ درصد کاهش مقاومت کششی داشته‌اند، که این مهم از نظر آماری تغییر معناداری نیست و می‌توان نتیجه گرفت که افزودن زئولیت در مقاومت کششی تأثیر چندانی ندارد. طرح ZRCAC-۳۰ نیز در سنین ۷ و ۲۸ روزه و ۳ سال به ترتیب به مقاومت کششی ۲/۹، ۳/۵، و ۵/۳ (MPa) را اخذ کرده است. به همین ترتیب، طرح ZRCAC- ۵۰ در سنین ۷ و ۲۸ روزه و ۳ سال به ترتیب به مقاومت کششی ۲/۸، ۳/۴، و ۵ (MPa) را اخذ کرده و طرح ZRCAC-۱۰۰ نیز در سنین ۷ و ۲۸ روزه و ۳ سال به مقاومت کششی ۲/۴، ۲/۷، و ۴/۱ (MPa) رسیده‌اند.

این طرح‌ها نسبت به طرح‌های حاوی درشت‌دانه‌ی بازیافتی و بدون زئولیت تغییر چندانی نداشته و مقاومت کششی تقریباً یکسانی داشته‌اند، به جز طرح ZRCAC-۱۰۰ که در سنین ۷ و ۲۸ روزه و ۳ سال به ترتیب ۲۴، ۲۴، و ۱۰ درصد افزایش مقاومت کششی نسبت به طرح RCAC-۱۰۰ داشته‌اند. از نتایج آزمایش اخیر می‌توان نتیجه گرفت که استفاده از زئولیت در افزایش مقاومت کششی طرح‌های حاوی درشت‌دانه‌ی بازیافتی تا جایگزینی ۵۰٪ تأثیر چندانی ندارد، اما برای جایگزینی بیش از ۵۰٪ باعث بهبود مقاومت کششی می‌شود. همچنین در طرح‌های حاوی درشت‌دانه‌ی بازیافتی نیز در سن ۳ سال، مقاومت کششی نمونه‌ها تغییر معناداری نداشته است، که نشان‌دهنده‌ی اثر ناچیز زئولیت در سنین بالاست.

با افزایش درصد جایگزینی درشت‌دانه‌ی بازیافتی، اثرگذاری میکروسیلیس و زئولیت در مقاومت کششی نمونه‌ها بیشتر شده و در درصدهای جایگزینی بیشتر از ۳۰٪، دو پوزولان اخیر تأثیرگذاری بیشتری داشته‌اند. بیشترین مقاومت کششی را نمونه‌ی SFNC در تمام سنین داشته و در سن ۳ سال دارای مقاومت کششی ۶/۳ (MPa) و کمترین مقاومت کششی را نمونه‌ی RCAC-۱۰۰ در تمام سنین داشته و در سن ۳ سال، دارای مقاومت کششی ۳/۷ (MPa) بوده است، که نشانگر اثر منفی سنگ‌دانه‌های بازیافتی در



شکل ۳. نتایج آزمایش مقاومت کششی.

مقاومت کششی بوده و بیشترین تأثیر را در کسب مقاومت کششی سن نمونه داشته است و با بیشترشدن سن نمونه‌ها، مقاومت کششی نمونه‌ها به نمونه‌ی بدون پوزولان نزدیک شده و همگی افزایش یافته‌اند.

با مقایسه‌ی نتایج آزمایش‌های انجام‌شده بر روی نمونه‌ها، مشخص شد که میکروسیلیس و زئولیت عموماً اثر مثبتی در مقاومت فشاری و کششی نمونه‌ها داشته‌اند، اما تأثیرگذاری میکروسیلیس بیشتر بوده است، که به‌دلیل خلوص بالاتر و درصد سیلیسم بیشتر در آن ماده است. همچنین با بررسی مقاومت کششی نمونه‌ها در سن ۲۸ روز نسبت به نمونه‌ی شاهد می‌توان نتیجه گرفت که استفاده از پوزولان‌ها، تأثیر چندانی در مقاومت کششی نمونه‌ها نداشته و حتی استفاده از زئولیت باعث کاهش مقاومت کششی در نمونه‌ی ZNC شده است. اما با استفاده از پوزولان‌ها در درصد جایگزینی بیش از ۵۰٪، اثر مثبت استفاده از مواد جایگزین مذکور سیمان دیده می‌شود. با افزایش سن از ۲۸ روز به ۳ سال، مقاومت کششی بیشتر نمونه‌ها با افزایش سن، به نمونه‌ی شاهد بسیار نزدیک شده است (به جز طرح‌های حاوی ۱۰۰٪ سنگ‌دانه‌ی بازیافتی و این نیز خود شاهدی بر اثر بسیار زیاد سن نمونه بر مقاومت کششی است). در سن ۳ سال نیز استفاده از پوزولان‌ها تأثیر چندانی در مقاومت کششی نداشته و فقط برای درصد جایگزینی بیش از ۵۰٪ اثر چشمگیری داشته‌اند.

با مقایسه‌ی مقاومت‌های فشاری و کششی نمونه‌ها در سن ۲۸ روز و ۳ سال نسبت به نمونه‌ی شاهد مرتبط می‌توان نتیجه گرفت که افزایش سن نمونه‌ها باعث نزدیک‌شدن مقاومت کششی و فشاری طرح‌ها به طرح شاهد شده و پوزولان‌ها تأثیر به‌مراتب بیشتری در مقاومت فشاری نسبت به مقاومت کششی داشته‌اند. همچنین افزایش درصد جایگزینی تأثیر بیشتری در مقاومت فشاری داشته است، اما در مقاومت کششی تا افزایش درصد جایگزینی ۵۰٪ افت محسوسی رخ نداده است.

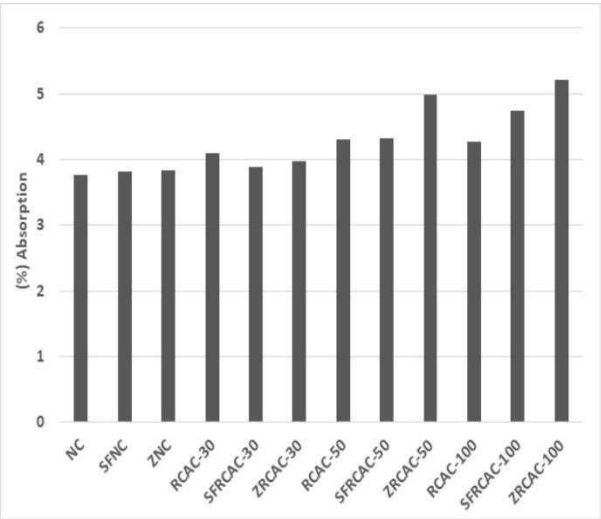
۳.۳. نتایج آزمایش جذب آب بتن

نتایج آزمایش جذب آب در جدول ۶ و شکل ۴ مشاهده می‌شود. آزمایش جذب آب انجام شده بر روی نمونه‌های بتنی نشان‌دهنده‌ی آن است که با افزایش درصد جایگزینی مصالح طبیعی با مصالح بازیافتی جذب آب نمونه‌ها نیز افزایش می‌یابد که این مهم به دلیل تخلخل و جذب آب بیشتر سنگدانه‌های بازیافتی است. در میان نمونه‌های ساخته شده کمترین جذب آب را نمونه‌ی NC و بیشترین جذب آب را نمونه‌ی ZRCAC-۱۰۰ داشت که تماماً با درشت‌دانه‌ی بازیافتی ساخته شده است. دلیل این اتفاق می‌تواند تخلخل بیشتر سنگدانه‌ی بازیافتی و زئولیت مصرفی باشد زیرا که زئولیت دارای ساختاری متخلخل است که این ساختار متخلخل دارای فضای خالی زیادی می‌باشد که درون این فضاهای خالی را حباب‌های هوا پر می‌کنند. حباب‌های هوای ناخواسته‌ای که در بتن به دلیل استفاده از زئولیت تشکیل می‌شوند، باعث افزایش جذب آب نمونه‌ها می‌شوند. روند مشخص دیگری که وجود دارد، افزایش جذب آب نمونه‌های دارای زئولیت و میکرو سیلیس است هرچند این افزایش در نمونه‌های حاوی میکروسیلیس کمتر بوده و قابل اغماض می‌باشد. نمونه‌های حاوی زئولیت و میکرو سیلیس دارای جذب آب بیشتری نسبت به نمونه‌های بدون زئولیت و میکرو سیلیس هستند به صورتی که نمونه‌های SFRCAC-۱۰۰ و ZRCAC-۱۰۰ به ترتیب ۱۱٪ و ۲۲٪ جذب آب بیشتری نسبت به نمونه‌ی RCAC-۱۰۰ داشتند. این مهم نشان‌دهنده‌ی تأثیر منفی تر استفاده از زئولیت در جذب آب بتن ساخته شده با درشت‌دانه‌ی بازیافتی است. در نمونه‌های ساخته شده با سنگدانه‌ی طبیعی نیز با استفاده از میکرو سیلیس و زئولیت، جذب آب افزایش‌یافته است اما این افزایش جذب آب بسیار جزئی بوده و قابل‌مقایسه با تغییرات جذب آب در نمونه‌های حاوی سنگدانه‌ی بازیافتی نیست.

با افزایش درصد جایگزینی درشت‌دانه‌ی طبیعی با درشت‌دانه‌ی بازیافتی تا ۳۰٪ با استفاده از هر کدام از پوزولان‌های ذکرشده، جذب آب کاهش یافته است، که این کاهش نیز چندان زیاد نبوده و قابل اغماض بوده است. اما با درصدهای جایگزینی بیش از ۳۰٪، با افزایش درصد جایگزینی درشت‌دانه‌ی طبیعی با درشت‌دانه‌ی بازیافتی، در صورت استفاده از زئولیت درصد جذب آب افزایش یافته است، که برای ZRCAC-۱۰۰ بیشترین مقدار خود را داشته است. این اتفاق می‌تواند به دلیل ساختار متخلخل زئولیت و تشکیل حباب‌های هوای ناخواسته در بتن باشد. اما میکروسیلیس تا ۵۰٪ جایگزینی درشت‌دانه‌ی طبیعی با درشت‌دانه‌ی بازیافتی نیز تغییری در جذب آب ایجاد نکرده و با افزایش درصد جایگزینی سنگ‌دانه طبیعی با سنگ‌دانه‌ی بازیافتی، جذب آب در نمونه‌های حاوی میکروسیلیس نیز افزایش پیدا کرده است. در حالت کلی، استفاده از میکروسیلیس در زمان جایگزینی ۱۰۰٪ سنگ‌دانه‌ی طبیعی با سنگ‌دانه‌ی بازیافتی و زئولیت در هر درصدی از جایگزینی سنگ‌دانه طبیعی

جدول ۶. جذب آب.

کد نمونه‌ها	جذب آب (٪)
NC	۳/۸
SFNC	۳/۸
ZNC	۳/۸
RCAC-۳۰	۴/۱
SFRCAC-۳۰	۳/۹
ZRCAC-۳۰	۴
RCAC-۵۰	۴/۳
SFRCAC-۵۰	۴/۳
ZRCAC-۵۰	۵
RCAC-۱۰۰	۴/۳
SFRCAC-۱۰۰	۴/۷
ZRCAC-۱۰۰	۵/۲



شکل ۴. نتایج جذب آب.

با سنگ‌دانه‌ی بازیافتی، تأثیر مثبتی در جذب آب نداشته است و نتوانسته اثر منفی سنگ‌دانه‌ی بازیافتی را خنثی کند. با افزایش جذب آب بتن نیز خطرهای دوامی متعددی ممکن است برای بتن یا میلگردهای کارشده در بتن به‌وجود آید. به این دلیل باید با احتیاط کامل در مورد استفاده از میکروسیلیس و زئولیت در بتن حاوی سنگ‌دانه‌ی بازیافتی تصمیم‌گیری شود.

۴.۳. نتایج آزمایش عمق نفوذ آب در بتن

نتایج آزمایش عمق نفوذ آب در بتن در جدول ۷ و شکل ۵ ارائه شده است. بررسی نتایج به‌دست‌آمده نشان می‌دهد که با افزایش درصد جایگزینی درشت‌دانه‌ی طبیعی با درشت‌دانه بازیافتی، عمق نفوذ آب افزایش یافته است، به‌طوری‌که نمونه‌های RCAC-۳۰، RCAC-۵۰، و RCAC-۱۰۰ به ترتیب دارای ۱۴، ۶۰، و ۳۵ درصد عمق نفوذ آب بیشتر نسبت به نمونه‌ی طرح شاهد بوده‌اند، که این اثر نیز به دلیل نفوذپذیری و جذب آب بیشتر سنگ‌دانه‌های بازیافتی است. همچنین روند دیگری که در آزمایش کنونی وجود دارد، کاهش عمق نفوذ آب در نمونه‌های ساخته‌شده با درشت‌دانه‌ی طبیعی با استفاده از میکروسیلیس و زئولیت است، به‌طوری‌که در نمونه‌های SFNC و ZNC به ترتیب ۱۷ و ۱۰ درصد عمق نفوذ آب کاهش یافته است. از طرفی دیگر، نتایج نشان داده‌اند که در نمونه‌های ساخته‌شده با درشت‌دانه‌ی بازیافتی حاوی زئولیت، عمق نفوذ آب افزایش یافته و بیشتر از نمونه‌ی بدون پوزولان بوده است، که دلیل آن می‌تواند تشکیل حباب‌های هوای ناخواسته و ساختار متخلخل زئولیت باشد. در نمونه‌های حاوی درشت‌دانه‌ی بازیافتی، نمونه‌ی ZRCAC-۱۰۰ دارای ۷۱٪ جذب آب بیشتر نسبت به نمونه‌ی RCAC-۱۰۰ بوده است، که نشان‌دهنده‌ی اثر منفی زئولیت در عمق نفوذ آب در نمونه‌های بتنی بوده است. اما استفاده از میکروسیلیس در بتن حاوی ۵۰٪ درشت‌دانه‌ی بازیافتی باعث کاهش عمق نفوذ آب شدهو نمونه‌ی SFRCAC-۵۰ ، ۴٪ کاهش عمق نفوذ آب را نشان داده است، که به معنی اثر مثبت میکروسیلیس در عمق نفوذ آب و بهبود ریزساختار بتن و پُرشدن خلل‌وفرج موجود در آن در درصدهای جایگزینی ۵۰٪ سنگ‌دانه‌ی طبیعی با سنگ‌دانه‌ی بازیافتی بوده است، که با افزایش درصد جایگزینی به ۱۰۰٪، این اختلاف کاهش یافته و در نمونه‌ی SFRCAC-۱۰۰ نسبت به نمونه‌ی RCAC-۱۰۰، به میزان ۴٪ کاهش عمق نفوذ را باعث شده است. افزایش عمق نفوذ آب در نمونه‌های ساخته‌شده با درشت‌دانه‌ی بازیافتی حاوی زئولیت به دلیل ساختار حفره‌دار زئولیت است، که باعث افزایش نفوذ آب در بتن می‌شود. دلیل دیگر می‌تواند ناسازگاری میان زئولیت و فوق روان‌کننده‌ی استفاده‌شده در بتن باشد، که این ناسازگاری باعث گیرافتادن هوا در بتن می‌شود، که یکی از عوامل اصلی تخلخل در بتن است.

۴. نتیجه گیری

در نوشتار حاضر، نمونه‌های بتنی مختلفی با درصدهای جایگزینی مختلف سنگ‌دانه‌ی طبیعی با سنگ‌دانه‌ی بازیافتی و با استفاده از ۸٪ میکروسیلیس و ۱۵٪ زئولیت به‌عنوان جایگزین سیمان، ساخته شدند. آزمایش‌های مختلفی روی نمونه‌های بتنی انجام شد و اثر استفاده از سنگ‌دانه‌های بازیافتی و تأثیر میکروسیلیس و زئولیت در آن‌ها بررسی شد. همچنین جهت ارزیابی عملکرد بلندمدت نمونه‌های بتنی، داده‌های ۳ ساله برای مقاومت‌های فشاری و کششی اخذ و تحلیل شد.

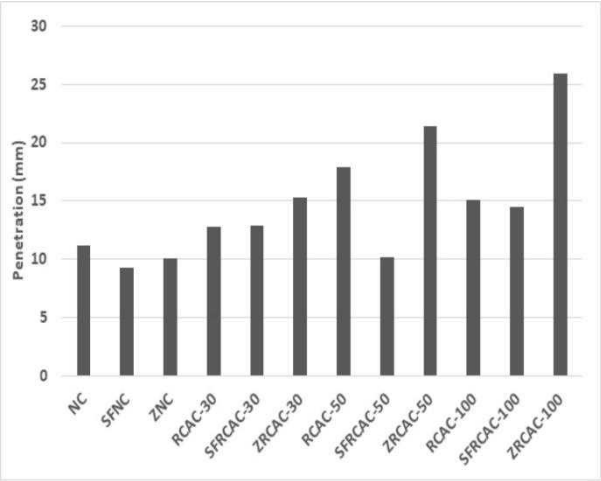
مهم‌ترین نتایجی که در پژوهش حاضر به‌دست آمد، مربوط به خواص ۳ ساله‌ی بتن‌های ساخته‌شده بوده است. همچنین آزمایش‌های دوامی نیز بر روی نمونه‌های بتنی انجام گرفته است، که نشان می‌دهد استفاده از پوزولان‌ها و مخصوصا زئولیت می‌تواند آثار منفی در بتن داشته باشد. در ادامه، اهم یافته‌های پژوهش حاضر به‌اختصار شرح داده شده است:

۱- در سن ۳ سال، تأثیر میکروسیلیس در بهبود مقاومت‌های فشاری و کششی بسیار کاهش یافته است. استفاده از زئولیت نیز به اندازه‌ی میکروسیلیس مؤثر نبوده و بیشتر در سنین کم (۲۸ روزه) اثر خود را نشان داده است.

۲- استفاده از مواد جایگزین سیمان در سنین کم (۲۸ روز) بیشترین تأثیر را در عملکرد مکانیکی بتن داشته است، اما در سنین بالا (۳ سال) تأثیر محسوسی در عملکرد مکانیکی بتن نداشته است. به تعبیر بهتر نتایج نوشتار حاضر نشان داد که استفاده از پوزولان‌های میکروسیلیس و زئولیت عملاً فقط روند کسب مقاومت‌های فشاری و کششی را تسریع کرده و در بلندمدت، عملکرد مکانیکی مشابه با سیمان پرتلند و یا حتی ضعیف‌تر از آن داشته‌اند. اگرچه این مهم را باید در نظر گرفت که تأثیر استفاده از

جدول ۷. عمق نفوذ آب.

کد نمونه‌ها	عمق نفوذ آب (mm)
NC	۱۱/۲
SFNC	۹/۳
ZNC	۱۰/۱
RCAC-۳۰	۱۲/۸
SFRCAC-۳۰	۱۲/۹
ZRCAC-۳۰	۱۵/۳
RCAC-۵۰	۱۷/۹
SFRCAC-۵۰	۱۰/۲
ZRCAC-۵۰	۲۱/۴
RCAC-۱۰۰	۱۵/۱
SFRCAC-۱۰۰	۱۴/۵
ZRCAC-۱۰۰	۲۵/۹



شکل ۵. عمق نفوذ آب.

پوزولان‌های یادشده در بتن‌های ساخته‌شده با سنگ‌دانه‌ی بازیافتی به مراتب بیشتر از بتن معمولی حتی در سن ۳ سال بوده است.

۳- مقاومت فشاری در سن ۳ سال با استفاده از درشت‌دانه‌ی بازیافتی با افزایش درصد جایگزینی کاهش یافته و در جایگزینی ۱۰۰٪ ، کمترین مقاومت فشاری را داشته و در مقاومت کششی با افزایش درصد جایگزینی سنگ‌دانه‌های طبیعی با بازیافتی از ۳۰ به ۵۰ درصد تغییری رخ نداده است، اما با افزایش درصد جایگزینی به ۱۰۰٪، مقاومت کششی کاهش یافته است، که نشان می‌دهد استفاده تا ۵۰٪ از درشت‌دانه‌ی بازیافتی، تأثیر منفی قابل‌ملاحظه‌یی در مقاومت کششی نداشته است، که می‌تواند به دلیل وجود خمیر سیمان چسبیده به سنگ‌دانه و کمتربودن کیفیت سنگ‌دانه‌ها باشد.

۴- بررسی داده‌های ۲۸ روزه نشان داد که جایگزینی ۸٪ از سیمان مصرفی با میکروسیلیس یا ۱۵٪ از سیمان مصرفی با زئولیت در بتن ساخته‌شده با ۳۰٪ درشت‌دانه‌ی بازیافتی بتنی، مقاومت فشاری طرح شاهد را به صورت کامل پوشش داده و اختلاف جزئی با آن داشته است. به تعبیر دیگر، جایگزینی ۳۰٪ از درشت‌دانه‌ی طبیعی با درشت‌دانه‌ی بازیافتی و استفاده از پوزولان‌های مذکور در نسبت‌های ذکرشده، عملکرد مکانیکی یکسانی با طرح شاهد داشته‌اند (در سن ۲۸ روزه). با افزایش سن نمونه‌ها به ۳ سال، بهبود مقاومت‌های فشاری و کششی نمونه‌های حاوی سنگ‌دانه‌ی بازیافتی حاوی پوزولان بسیار کم بوده و این افزایش مقاومت به دلیل استفاده از پوزولان‌ها نمی‌تواند کاهش مقاومت ناشی از استفاده از سنگ‌دانه‌ی بازیافتی را جبران کند.

۵- همچنین نتایج آزمایش‌های دوامی(درصد جذب آب و عمق نفوذ آب) نشان داد که در بتن‌های ساخته‌شده با درشت‌دانه‌ی بازیافتی با افزایش نسبت جایگزینی، هر دو پارامتر دوامی بهبود یافته‌اند. در خصوص کاربرد موارد جایگزین سیمان نیز باید عنوان کرد که نتایج پژوهش حاضر حاکی از تأثیر ناچیز یا کمی منفی استفاده از زئولیت و تأثیر عموماً مثبت یا خنثی استفاده از میکروسیلیس، در عملکرد دوامی بتن‌های ساخته‌شده با درشت‌دانه‌ی بازیافتی در درصدهای جایگزینی بالای سنگ‌دانه‌ی طبیعی با سنگ‌دانه‌ی بازیافتی است.

با توجه به نتایج به‌دست‌آمده از پژوهش حاضر می‌توان نتیجه گرفت که استفاده از سنگ‌دانه‌ی بازیافتی می‌تواند به‌عنوان یک راهکار در راستای تحقق اهداف توسعه‌ی پایدار باشد و با استفاده از مواد جایگزین سیمان خواص مکانیکی بتن ساخته‌شده با سنگ‌دانه‌ی بازیافتی را بهبود بخشید، اما خواص دوامی هنگام استفاده از سنگ‌دانه‌ی بازیافتی بسیار تضعیف شده است و با استفاده از میکروسیلیس، بهبود بیشتری نسبت به زئولیت می‌توان انتظار داشت، اما همچنان عموماً نسبت به نمونه‌ی شاهد بدون سنگ‌دانه‌ی بازیافتی، دوام کمتری در برابر شرایط محیطی داشته است. این نتیجه به آن معناست که با توجه به شرایط محیطی باید برای استفاده از سنگ‌دانه بازیافتی تصمیم‌گیری شود.

همچنین برای تسهیل استفاده از مصالح مذکور پیشنهاد می‌شود آیین‌نامه‌یی برای تولید، دسته‌بندی، و استفاده از آن در زمینه‌های مختلف تدوین شود و در پروژه‌های عمرانی درصدی از مصالح استفاده‌شده به مصالح بازیافتی تخصیص یابد، تا از این راه استفاده از مصالح بازیافتی تشویق شود.

References-منابع

1. Tu, T.Y., Chen, Y.Y. and Hwang, C.L., 2006 May. Properties of HPC with recycled aggregates. *Cem Concr Res*, *36*(5) pp.943–50. DOI: 10.1016/j.cemconres.2005.11.022.

2. Benhelal, E., Zahedi, G., Shamsaei, E. and Bahadori, A., 2013 Jul. Global strategies and potentials to curb CO2 emissions in cement industry. *J Clean Prod*, *51* pp.142–61. DOI: 10.1016/j.jclepro.2012.10.049.

3. Bai, G., Zhu, C., Liu, C. and Liu, B., 2020. An evaluation of the recycled aggregate characteristics and the recycled aggregate concrete mechanical properties. *240, Construction and Building Materials. Elsevier Ltd*; ;DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2019.117978

4. Aghili Lotf, M., Ramezanianpour, A.M. and Palasi, M. 2020. Investigation the effect of different types of recycled concrete aggregates on the engineering properties of concrete. *Journal of Structural and Construction Engineering*, *7*(3) pp.179–92. DOI: 10.22065/jsce.2018.127001.1519. [In Persian].

5. Aghili Lotf, M., Palassi, M. and Ramezanianpour, A.M., 2018. Evaluation of the Freeze and Thaw Resistance of Recycled Concrete Aggregates and Natural Aggregates; *Journal of Transportation Infrastructure Engineering*, *3*(4) pp.65–76. DOI: 10.22075/jtie.2018.13497.1270. [In Persian].

6. Aghili Lotf, M., Ramezanianpour, A.M. and Palassi, M., 2020. Evaluating the deicer salt scaling resistance of recycled aggregate concrete. *Sharif Journal of Civil Engineering*, *35.2*(4.2) pp.21–31. DOI: 10.24200/j30.2018.5042.2194. [In Persian].

7. Palassi, M., Aghili Lotf, M. and Ramezanianpour, A.M., 2018. Evaluating the utilization of recycled concrete aggregate in road applications. *Journal of Transportation Research*, [Internet]. URL:https://www.trijournal.ir/article_63096.html. [In Persian].

8. Aghili Lotf, M., Ramezanianpour, A.M. and Habibi, A., 2018. Utilization of recycled concrete powder as cement replacement or filler in masonry mortar. *Concrete Research*,*11*(4) pp.133–43. DOI: 10.22124/jcr.2018.10197.1285. [In Persian].

9. Aghili Lotf, M., Ramezanianpour, A.M., 2018 Sep 1. Investigation on the correlations between different physical and mechanical properties of concrete made with recycled concrete aggregate. *Mdrsjrns, [Internet]*. *18*(3) pp.153–67. URL:http://mcej.modares.ac.ir/article-16-25738-en.html [In Persian]

10. آیین نامه ی بتن ایران، ویرایش دوم.1400

11. Aghililotf, M., Kuroshkarim, M., Chamani, M.Y., Ramezanianpour, A.M., 2023. A study on properties of masonry mortar containing recycled fine aggregate. Concrete Research. DOI: 10.22124/jcr.2023.21865.1565. [In Persian].

12. Sajedi, S.F. and Jalilifar, H., 2019. Evaluating and comparing the effect of zeolite, micro-silica, and fly ash on the mechanical properties of recycled concrete made of 100% recycled aggregates. *Journal of Structural and Construction Engineering, 6*(Special Issue 4) pp.165–80. DOI: 10.22065/jsce.2018.117501.1448. [In Persian].

13. Shorbi Niazi, H. and Khalilzadeh Vahidi, E., 2022. Investigation of properties of concrete containing recycled aggregates and waste rubber with micro silica. *Amirkabir Journal of Civil Engineering, 54*(3) pp.1151–64. DOI:10.22060/ceej.2021.19279.7123. [In Persian].

14. Aghili lotf, M., Ramezanianpour, A.M., Masoud Palasi, 1396. Evaluation of mechanical properties and durability of recycled aggregate and its use in concrete mixtures. Master's Thesis In Civil-Road And Transportation Engineering [Master's Thesis]; University Of Tehran. [In Persian].

15. Djerbi Tegguer, A., 2012 Feb. Determining the water absorption of recycled aggregates utilizing hydrostatic weighing approach, *Constr Build Mater, 27*(1) pp.112–6. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2011.08.018.

16. Hewlett, P. and Liska, M., 2019. *Lea's Chemistry of Cement and Concrete*. 5th Ed. Elsevier.

17. McNeil, K. and Kang, T.H.K., 2013. Recycled concrete aggregates: a review. *International Journal of Concrete Structures and Materials. Korea Concrete Institute, Vol. 7*, pp. 61–9. DOI: 10.1007/s40069-013-0032-5.

18. Thomas, J., Thaickavil, N.N. and Wilson, P.M., 2018 Sep 1. Strength and durability of concrete containing recycled concrete aggregates. *Journal of Building Engineering, 19* pp.349–65. DOI: 10.1016/j.jobe.2018.05.007.

19. Aghililotf, M., Palassi, M., Ramezanianpour, A.M., 2021 Oct 15. Mechanical and durability assessment of unconfined recycled concrete aggregates and natural aggregates used in road constructions. *International Journal of Pavement Engineering, 22*(12) pp.1518–30. DOI: 10.1080/10298436.2019.1701190.

20. Lotf, M.A., Ramezanianpour, A.M. and Palassi, M., 2018 Jun. Evaluating the frost resistance of recycled concrete aggregate by various standards. *Journal of Materials in Civil Engineering, 30*(6) p.04018117. DOI: 10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0002254.

21. Katz, A., 2004 Dec. Treatments for the improvement of recycled aggregate. *Journal of Materials in Civil Engineering, 16*(6) pp.597–603. DOI: 10.1061/(ASCE)0899-1561(2004)16:6(597).

22. Dimitriou, G., Savva, P., Petrou, M.F., 2018 Jan 15. Enhancing mechanical and durability properties of recycled aggregate concrete. *Constr Build Mater, 158* pp.228–35. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2017.09.137.

23. Mehta, P.K., 1986. Concrete. Structure, Properties And Materials; Englewood Cliffs: Prentice-Hall.

24. Dilbas, H., Şimşek, M. and Çakir, Ö., 2014 Jun 30. An investigation on mechanical and physical properties of recycled aggregate concrete (RAC) with and without silica fume. *Constr Build Mater, 61* pp.50–9. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2014.02.057.

25. Kou, S.C., Poon, C.S. and Agrela, F. 2011 Sep. Comparisons of natural and recycled aggregate concretes prepared with the addition of different mineral admixtures. *Cem Concr Compos, 33*(8) pp.788–95.DOI:10.1016/j.cemconcomp.2011.05.009.

26. Jalilifar, H. and Sajedi, F., 2021 Jan 18. Micro-structural analysis of recycled concretes made with recycled coarse concrete aggregates. *Constr Build Mater,267*.DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2020.121041.

27. Tam, V.W.Y., Tam, C.M., 2008 Oct. Diversifying two-stage mixing approach (TSMA) for recycled aggregate concrete: TSMAs and TSMAsc. *Constr Build Mater, 22*(10), pp.2068–77. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2007.07.024.

28. Kou, S. and Poon, C.S., 2006 Dec. Compressive strength, pore size distribution and chloride-ion penetration of recycled aggregate concrete incorporating class-F fly ash. *Journal of Wuhan University of Technology-Mater Sci Ed, 21*(4) pp.130–6. DOI: 10.1007/BF02841223.

29. Corinaldesi, V. and Moriconi, G., 2009 Aug; Influence of mineral additions on the performance of 100% recycled aggregate concrete. *Constr Build Mater; 23*(8) pp.2869–76. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2009.02.004.

30. Tangchirapat, W., Buranasing, R., Jaturapitakkul, C. and Chindaprasirt, P., 2008 Aug. Influence of rice husk–bark ash on mechanical properties of concrete containing high amount of recycled aggregates.

Constr Build Mater, 22(8) pp.1812–9. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2007.05.004.

31. De Brito, J., Agrela, F. and Silva, R.V., 2018. Legal regulations of recycled aggregate concrete in buildings and roads [Internet], New Trends in Eco-efficient and Recycled Concrete. Elsevier Ltd. pp. 509–526.DOI:10.1016/B978-0-08-102480-5.00018X.

32. ASTM C 192., 2002. Standard practice for making and curing concrete test specimens in the laboratory. ASTM International.

33. ASTM C 131–03., 2006. *Standard Test Method For Resistance To Degradation Of Smallsize Coarse Aggregate By Abrasion And Impact In The Los Angeles Machine*. Annual Book of ASTM Standards.

34. EN BS 12390-3., 2009. Testing hardened concrete: compressive strength of test specimens. British Standard Institution.

35. ASTM C 496. 2004. Standard test method for splitting tensile strength of cylindrical concrete specimens. ASTM International.

36. ASTM C 642. 2006. *Standard Test Method For Density, Absorption, And Voids In Hardened Concrete*. Annual book of ASTM standards.

37. DIN 1048. 1991. Testing of hardened concrete DIN , German Institute for StandardizationTesting concrete.

مهندسی عمران شریف، (پاییز ۱۴۰۳)
دوره ی ۴۰، شماره ی ۳، صص. ۱۷۶-۱۸۸ ، (یادداشت فنی)

Research Note

تعیین تعداد و مکان بهینه‌ی بالابرهای ساختمانی در پروژه‌های ساختمانی با استفاده از یک مدل ریاضی عدد صحیح خطی

محدثه جواهری (کارشناس ارشد)
دانشکده‌ی مهندسی، دانشگاه فردوسی مشهد، مشهد
مهدی احمدنیا (دانشجوی دکتری)
دانشکده‌ی علوم، دانشگاه فردوسی مشهد، مشهد
مجتبی مغربی* (دانشیار)
دانشکده‌ی مهندسی، دانشگاه فردوسی مشهد، مشهد
رضا قنبری (دانشیار)
دانشکده‌ی علوم، دانشگاه فردوسی مشهد، مشهد

با افزایش بلندمرتبه‌سازی در پروژه‌های ساختمانی، استفاده از بالابرها برای جابجایی عمودی مصالح و نیروی انسانی اهمیت بیشتری یافته است. پژوهش‌های بسیاری در زمینه‌ی کاهش زمان سفر بالابرها در طبقات، طراحی بهینه‌ی سیستم‌های بالابری، بهینه‌سازی مسیر حرکت بالابر، و تعیین ترتیب سفر به طبقات، مدیریت مصرف انرژی آسانسورها، و نحوه‌ی زون‌بندی طبقات انجام شده است. اما، تاکنون بهینه‌سازی محل نصب و تعداد بالابرها بررسی نشده است. در نوشتار حاضر، یک مدل عدد صحیح خطی برای تعیین بهینه‌ی تعداد و مکان نصب بالابرها با درنظرگرفتن هزینه‌های نصب، اجاره، و عملیات بالابرها پیشنهاد شده است. تعداد بالابرهای استفاده‌شده می‌تواند در تعداد روزهای کاری پروژه تأثیر بگذارد و در نتیجه، تعداد روزهای کاری و تعداد بالابر به‌صورت هم‌زمان بهینه‌سازی می‌شود. مدل پیشنهادی با استفاده از یک پروژه‌ی مسکونی ۲۰ طبقه آزمایش شده و نتایج نشان داده است که استفاده از مدل پیشنهادی می‌تواند منجر به کاهش هزینه‌ها و تعداد روزهای کاری پروژه شود.

واژگان کلیدی: بالابر ساختمانی، ساخت و ساز، بهینه‌سازی، مدل‌سازی، مکان‌یابی.

mohadese.jawaheri@mail.um.ac.ir
ahmadnia.mahdi@mail.um.ac.ir
mojtabamaghrebi@um.ac.ir
rghanbari@um.ac.ir

۱. مقدمه

امروزه مشکلاتی، از قبیل: افزایش جمعیت و کمبود زمین سبب افزایش قیمت زمین در بیشتر کلان‌شهرها و به‌دنبال آن رشد مرتفع‌سازی شده است.[۱] در نتیجه، استفاده از بالابرها و جرثقیل‌ها برای جابجایی مصالح و نیروی انسانی در پروژه‌های بلندمرتبه گسترش یافته است. اگرچه بالابرها یکی از واحدهای عملکردی ساختمان‌ها هستند، اما ماهیت حیاتی عملکرد آن، هر ساختمان بلند را به استفاده‌ی مداوم و بدون اختلال بالابری وابسته می‌کند.[۲]

بالابرها یکی از تجهیزات اساسی برای جابجایی عمودی کارگران و مصالح ساختمانی هستند، که بنابر تعداد، محل نصب، و برنامه‌ی کاری خود در پیشرفت کلی پروژه تأثیرگذار هستند. استفاده از بالابرها در حمل عمودی مصالح ساختمانی و نیروی انسانی مزایای قابل توجهی دارد. تجهیزات مذکور باعث کاهش زمان لازم برای حمل مصالح می‌شوند و تأثیر زیادی در تسریع پیشرفت پروژه و کاهش هزینه‌های عملیاتی دارند.[۳] استفاده‌ی هم‌زمان از چند بالابر برای حمل مصالح در ساختمان‌های بلند می‌تواند راهکار مناسبی برای تحویل به موقع مصالح باشد. با این حال، نصب تعداد زیادی بالابر به‌دلیل محدودیت فضا، مسائل ایمنی، و هزینه‌های بالای اجاره، نگهداری، و تعمیر آن‌ها مقرون به‌صرفه نیست.[۴] بنابراین، تعیین تعداد بهینه‌ی بالابرها اهمیت زیادی دارد و می‌تواند به کاهش مدت زمان اجرا و هزینه‌های عملیاتی کمک کند.

استفاده از بالابرها در پروژه‌های ساختمانی، هزینه‌های متعددی، از جمله: هزینه‌ی اجاره یا خرید، مصرف انرژی حین جابجایی عمودی مواد و مصالح، و دستمزد اپراتور را به همراه دارد. یکی از راهکارهای اصلی برای کاهش هزینه‌های مذکور، کاهش مدت زمان استفاده از بالابرهاست، که هم‌زمان با تحویل به موقع مصالح موردنیاز می‌تواند زمان اجرایی پروژه را نیز کاهش دهد.[۵] مدت زمان

* نویسنده مسئول

تاریخ دریافت: ۱۴۰۲/۰۸/۲۴، تاریخ اصلاحیه: ۱۴۰۲/۱۰/۱۶، تاریخ پذیرش: ۱۴۰۲/۱۲/۰۷.

استناد به این مقاله:

جواهری، محدثه، احمدنیا، مهدی، مغربی، مجتبی، و قنبری، رضا، ۱۴۰۳. تعیین تعداد و مکان بهینه‌ی بالابرهای ساختمانی در پروژه‌های ساختمانی با استفاده از یک مدل ریاضی عدد صحیح خطی، مهندسی عمران شریف، ۴۰(۳)، صص.۱۷۶-۱۸۸. DOI: 10.24200/j30.2024.63426.3274

مدت زمان استفاده از بالابرها به میزان مصالح موردنیاز در نقاط مختلف و تعداد جابجایی‌های بالابر بین طبقات ساختمان بستگی دارد.[۲] همچنین، ظرفیت باربری بالابرها و ابعاد محل نصب نیز در این موضوع تأثیرگذار است.[۱] انتخاب مکان مناسب برای نصب بالابرها می‌تواند به کاهش مدت زمان استفاده از بالابرها و در نتیجه هزینه‌های عملیاتی پروژه کمک کند.

معمولاً برای انتخاب مکان مناسب برای نصب بالابرها، ابتدا نقاطی را براساس عوامل مختلفی، مانند نکات ایمنی و محدودیت‌های فضای ساخت و ساز به عنوان نقاط کاندید تعیین می‌کنند. همان‌طور که قبلاً بیان شد، ظرفیت بالابرها برای نصب در هر یک از نقاط کاندید ممکن است به‌دلیل شرایط محیطی و محدودیت‌های ابعادی فضای در دسترس متفاوت باشد. برای مثال، اگر ترجیح بر نصب بالابر در فضای چاله‌ی آسانسور باشد، ابعاد کابین باید متناسب با فضای چاله تعیین شود. هزینه‌ی نصب بالابرها نیز ممکن است به دلایلی مانند ظرفیت وزنی و ابعاد، میزان مصرف برق، تعداد دوره‌های بازدید برای تعمیر و نگهداری ماهانه یا سالانه و دستمزد اپراتور بالابر، در هر یک از نقاط کاندید متفاوت باشد. همچنین، برخی از نقاط کاندید ممکن است نسبت به دیگر نقاط به لحاظ مقدار جابجایی افقی مصالح در طبقات ساختمانی برتری داشته باشند. این ویژگی‌های متمایز، انتخاب نقطه‌ی نصب بهینه را با چالش روبرو می‌کند.

تاکنون پژوهشگران برای مکان‌یابی بالابرهای ساختمانی از مدل‌های ریاضی بهره نگرفته‌اند. استفاده از مدل‌های ریاضی می‌تواند کارایی بالابرها را به میزان بیشینه برساند. لذا، نوشتار حاضر با ارائه‌ی یک مدل عدد صحیح خطی تلاش کرده است که چیدمان بهینه‌یی برای بالابرهای ساختمانی با هدف کاهش هزینه‌های پروژه و مدت زمان ساخت و ساز و همچنین افزایش ایمنی پروژه تعیین کند. در روش پیشنهادی، ابتدا نقاطی برای نصب بالابرها به‌عنوان نقاط کاندید مشخص می‌شوند و سپس، تعداد بالابرهای موردنیاز برای پروژه و مکان نصب آن‌ها به‌صورت بهینه تعیین می‌شود. مواردی از قبیل: ظرفیت بالابرها در جابجایی مصالح، رفع تمامی مصالح موردنیاز هر یک از طبقات، مدت زمان جابجایی افقی مصالح توسط کارگران، هزینه و مدت زمان جابجایی عمودی مصالح توسط بالابرها، هزینه‌ی نصب و اجاره‌ی بالابرها، و ایمنی نقاط کاندید در تعیین چیدمان بهینه‌ی بالابرها مورد توجه قرار گرفته است. مدل پیشنهادی تلاش می‌کند از طریق تعیین تعداد بهینه‌ی بالابرها و همچنین توزیع متوازن فعالیت‌ها بین بالابرهای موجود در سایت، تعداد روزهای کاری پروژه را در صورت اقتصادی‌بودن کاهش دهد. جهت بررسی میزان اثربخشی مدل پیشنهادی، مدل ذکرشده بر روی یک نمونه‌ی موردی که یک ساختمان ۲۰ طبقه واقع در شهر مشهد بود، آزمایش شده است، که در مرحله‌ی تجهیز کارگاه، نیازمند تعیین تعداد و محل نصب بالابرهای موردنیاز بوده است.

۲. تاریخچه‌ی پژوهش

مکان‌یابی بالابرها را می‌توان یک زیرمسئله از طراحی چیدمان محیط ساخت و ساز[۱] در نظر گرفت. چیدمان بهینه‌ی تجهیزات ساختمانی، مانند بالابرها و جرثقیل‌های ساختمانی در بهره‌وری، ایمنی، و کارایی تجهیزات ذکرشده مؤثر است.[۶-۹] از این رو پژوهشگران تلاش کرده‌اند با استفاده از شبیه‌سازی و ابزارهای بهینه‌سازی، چیدمان مناسبی را برای محیط ساخت و ساز طراحی کنند. تاکنون روش‌های مختلفی برای مکان‌یابی جرثقیل‌های ساختمانی انجام شده است؛ اما در مقابل، به چیدمان بهینه‌ی بالابرهای ساختمانی با استفاده از مدل‌های ریاضی توجه نشده است. لذا، در ادامه، پژوهش‌های مرتبط با چیدمان بهینه‌ی جرثقیل‌های ساختمانی به اختصار توضیح داده شده‌اند.

شبیه‌سازی با استفاده از رایانه، امکان تجسم سازه‌های دائمی و تأسیسات موقت در محیط ساخت و ساز و ارتباط بین آن‌ها را به‌خوبی می‌تواند فراهم کند.[۱۰] از این طریق، بسیاری از مخاطرات ایمنی مانند برخورد جرثقیل‌ها با یکدیگر و دیگر تجهیزات ساختمانی قبل از اجرای پروژه قابل شناسایی و رفع‌کردن است.[۱۱-۱۳] مدل مبتنی بر شیء،[۱۴] ادغام قابلیت‌های گرافیکی رایانه با الگوریتم ژنتیک،[۱۵] استفاده از مدل ۴ بُعدی (دارای بُعد زمان)،[۱۶] استفاده از سیستم اطلاعات جغرافیا برای چیدمان تأسیسات موقت ساختمانی،[۱۷ و ۱۸] و جرثقیل‌ها و دستگاه‌های ساخت بتن،[۱۹] استفاده از مدل اطلاعات ساختمان برای تجزیه و تحلیل زمین- فضایی،[۲۰] شبیه‌سازی رفتار همه‌ی عناصر موجود در محیط،[۲۱] بهبود نظارت بصری مدیریت زنجیره‌ی تأمین مصالح،[۲۲] و همچنین شبیه‌سازی دید اپراتور جرثقیل‌های ساختمانی از طریق ادغام مدل اطلاعات ساختمان و سیستم اطلاعات جغرافیا،[۱۱] از جمله تلاش‌هایی هستند که پژوهشگران برای چیدمان جرثقیل‌های ساختمانی انجام داده‌اند.

همچنین در برخی پژوهش‌ها، علاوه‌بر شبیه‌سازی، به استفاده از ابزارهای بهینه‌سازی در چیدمان جرثقیل‌های ساختمانی توجه شده است؛ از جمله: ارائه‌ی مدل‌های ریاضی مختلف،[۲۳-۲۸] استفاده از شبکه‌های عصبی،[۲۹] استفاده از الگوریتم‌های فراابتکاری مانند الگوریتم ژنتیک،[۳۰-۳۲] الگوریتم ذرات زنبورعسل،[۳۳] الگوریتم بازپخت شبیه‌سازی‌شده،[۳۴] استفاده از رویکرد شاخه و کران،[۳۵] ادغام مدل اطلاعات ساختمان با دانش مهندسی،[۳۶] و ابزارهای بهینه‌سازی مانند الگوریتم ژنتیک،[۱۲] و الگوریتم کرم شب‌تاب.[۳۷] به‌عنوان یکی از نخستین تلاش‌ها، ژانگ و پن[۲] (۲۰۲۱)،[۹] یک مدل خطی عدد صحیح مختلط برای بهینه‌سازی مکان فقط یک جرثقیل در محیط ساخت و ساز پیشنهاد کردند. ایشان در پژوهش دیگری توانستند مکان‌یابی هم‌زمان چند جرثقیل در محیط ساخت و ساز را نیز به مدل ریاضی خود اضافه کنند.[۲۵] هوانگ[۳] و همکاران (۲۰۱۱)،[۱۳] با توسعه‌ی مدل ریاضی ژانگ و همکاران توانستند حدود ۷٪ در زمان اجرای عملیات جرثقیل صرفه‌جویی بیشتری در مقایسه با مدل ژانگ و همکاران انجام دهند. با این حال، در روش‌های اخیر، ظرفیت جرثقیل‌ها نادیده گرفته شده است. بنابراین موسوی و همکاران (۲۰۱۷)،[۲۴] با توسعه‌ی مدل هوانگ و همکاران (۲۰۱۱)،[۱۳] ظرفیت جرثقیل‌ها را به مدل ریاضی خود اضافه کردند. آن‌ها نشان دادند بی‌توجهی به ظرفیت جرثقیل‌ها می‌تواند هزینه‌های پروژه را افزایش دهد. فرض محدودیت ظرفیت جرثقیل‌ها توسط هوانگ و ونگ[۴] (۲۰۱۸)،[۲۵] نیز مورد توجه قرار گرفت. آن‌ها همچنین در مدل ریاضی پیشنهادی به تقاضاهای اولویت‌دار در تحویل مصالح توجه کردند.

یهو و چو[۵] (۲۰۰۶)،[۲۹] نشان دادند که نادیده‌گرفتن تأثیر مراحل مختلف ساخت‌وساز منجر به افزایش هزینه‌های استقرار جرثقیل می‌شود. لذا آن‌ها در مدل ریاضی خود، مراحل مختلف ساخت و ساز و نیاز به نصب و برچیدن جرثقیل‌ها در طی مدت ساخت را در نظر گرفتند. تعیین تعداد و نوع جرثقیل

[۱] Construction site layout planning
[۲] Zhang & Pan
[۳] Huang
[۴] Huang & Wong
[۵] Yeo & Ning

موردنیاز پروژه در فرآیند بهینه‌سازی، از جمله نقاط قوت روش یهو و چو (۲۰۰۶) محسوب می‌شوند. ایشان با بررسی یک نمونه‌ی واقعی مربوط به ساختمان یک دانشگاه نشان دادند که استفاده از مدل پیشنهادی‌شان منجر به کاهش ۱۸/۷٪ هزینه‌ها شده است.

جی و لیتی[۱] (۲۰۲۰)،[۱۰] با ارائه‌ی یک مدل ریاضی تلاش کردند از طریق کاهش فعالیت جرثقیل‌ها در مناطق هم‌پوشانی، مخاطرات ایمنی جرثقیل‌ها را کاهش دهند. ریگا[۲] و همکاران (۲۰۲۰)،[۱۵] نیز با درنظرگرفتن فاصله‌ی ایمن بین جرثقیل‌های هم‌پوشان تلاش کردند تا ایمنی پروژه را افزایش دهند. وو[۳] و همکاران (۲۰۲۰)،[۳۲] و دینسنکت[۴] (۲۰۲۳)،[۱۶] ضمن توجه به فاصله‌ی ایمن تلاش کردند از طریق تنظیم ارتفاع جرثقیل‌ها، توقف‌ها و مخاطره‌های احتمالی ناشی از برخورد جرثقیل‌ها با یکدیگر را کاهش دهند.

علاوه‌بر جرثقیل‌های ساختمانی، بالابرها نیز در چیدمان محیط ساخت و ساز تأثیرگذار هستند. اگرچه پژوهشی در مورد مکان‌یابی بهینه‌ی بالابرهای ساختمانی تاکنون انجام نشده است، اما در ادامه، به‌منظور تبیین بهتر موضوع، پژوهش‌های انجام‌شده در حوزه‌ی مدیریت و بهینه‌سازی بالابرهای ساختمانی بررسی شده‌اند، که عموماً در این موضوعات بوده‌اند:

۱. شبیه‌سازی فرآیندهای بالابری؛
۲. زمان‌بندی فعالیت‌های بالابر؛
۳. زون‌بندی طبقات موردسرویس بالابر؛
۴. کنترل گروهی آسانسورها

۱.۲. شبیه‌سازی فرآیندهای بالابری

شین[۵] و همکاران (۲۰۱۱)،[۳۸] به‌منظور به‌دست‌آوردن الگوی عملیاتی بالابر، اطلاعات تاریخچه‌ی عملیاتی را از طریق حسگر متصل به آسانسور و با وسیله‌یی به نام سیستم اطلاعات آسانسور جاسازی‌شده،[۶] ذخیره کردند. لذا برنامه‌ی کاری بالابر برای روز بعد براساس الگوهای عملیاتی آن در ۴ روز اخیر به‌دست آمد و زون‌بندی عمودی بهینه‌ی بالابر به‌وسیله‌ی آن مشخص شد. جونگ[۷] و همکاران (۲۰۱۷)،[۳۹] در پژوهش خود با هدف بهینه‌سازی سیستم اخیر، به توسعه‌ی روش شبیه‌سازی مبتنی بر عامل[۸] پرداختند؛ که در آن، عوامل داخلی و خارجی مؤثر در عملکرد سیستم شناسایی و سپس مدل‌سازی قوانین رفتاری اجزاء سیستم (مانند بالابرها و کارگران) انجام شده است. در پژوهشی دیگر، کامله[۹] و همکاران (۲۰۱۴)،[۴] به بررسی عملکرد بالابر و تأثیر آن در میزان تأخیر کارگران پرداخته‌اند. ایشان، ابتدا یک مدل شبیه‌سازی رویداد گسسته[۱۰] را پس از جمع‌آوری داده‌ها توسعه دادند و سپس دریافتند که ترکیبی از ورودی‌های تأخیری و تقسیم مناطق برای عملیات بالابری با کاهش زمان انتظار کارگران می‌تواند باعث بهبود عملیات بالابری شود.

استفاده‌ی صحیح از فضای ذخیره‌سازی موقت در سایت‌های ساختمانی باعث افزایش سرعت حمل مواد ساختمانی و کاهش هزینه‌های حمل و نقل می‌شود. لذا هوانگ[۱۱] و همکاران (۲۰۱۰)،[۱] در پژوهش خود با طراحی یک برنامه‌ی صفحه‌بندی ذخیره‌سازی در طبقات تکمیل‌شده‌ی یک ساختمان، حرکت‌های افقی بین سلول‌های ذخیره‌سازی و سیستم بالابری و همچنین حمل و نقل عمودی مواد در طبقات را به صورت هم‌زمان بررسی کرده‌اند.

۲.۲. زمان‌بندی فعالیت‌های بالابر

جلالی یزدی و همکاران (۲۰۱۹)،[۴۰] یک مدل ریاضی برای برنامه‌ریزی سفر یک سیستم بالابر تکی ارائه دادند، که هدف آن کمینه‌سازی کل زمان سفر کابین آسانسور بوده است. این موضوع باعث بهره‌وری بیشتر کارگران و پیشرفت بهتر ساخت‌وساز می‌شود. ایشان (۲۰۱۸)،[۴۱] در پژوهش دیگری روشی برای بهینه‌سازی عملکرد آسانسورهای ساختمانی در پروژه‌های ساختمانی چندطبقه ارائه کردند؛ که با تأکید بر زمان اوج صبحگاهی، سیستم آسانسور را برای برآورد هم‌زمان و مؤثر نیازهای کارگران در طبقات مختلف تنظیم می‌کرد. این هدف با درنظرگرفتن ویژگی‌ها و محدودیت‌های عمومی کابین آسانسور، برنامه‌ی زمان‌بندی فعالیت‌های ساخت‌وساز، شرایط سایت و ویژگی‌های منابع محقق شده است. هدف مدل مذکور، کمینه‌سازی زمان کل جابجایی عمودی تا طبقات سرویس با شناسایی دینامیکی نحوه‌ی تخصیص بار بهینه به کابین آسانسور و تهیه‌ی بهترین برنامه‌ی بازدید از طبقات بوده است. بیمورگیا[۱۲] و همکاران (۲۰۱۶)،[۴۲] در پژوهش خود به کاهش زمان انتظار مسافران در یک سیستم آسانسور چندگانه پرداخته‌اند. برای این منظور، از الگوریتم‌های ژنتیک، که تنظیمات مختلفی برای سازگاری با مسئله‌ی مذکور داشتند، استفاده کرده‌اند. الگوریتم ژنتیک با مدیریت تماس‌هایی که در سیستم ثبت می‌شوند، یک برنامه‌ی سفر برای آسانسور ایجاد می‌کند. الگوریتم‌های اخیر برای دو تنظیم مختلف ساختمان (ترافیک و تعداد طبقات) پیاده‌سازی و ارزیابی شده‌اند. نتایج نشان دادند که اعمال تنظیمات مناسب برای الگوریتم باعث بهبود قابل توجه در عملکرد آن می‌شود.

۳.۲. زون‌بندی طبقات

جونگ[۱۳] و همکاران (۲۰۱۷)،[۳۹] در پژوهش خود به توسعه‌ی یک مدل ریاضی برای ارائه‌ی زون‌بندی بهینه‌ی بالابر پرداختند. برای پرداختن به چالش اخیر، آنان مفهوم زون‌بندی دینامیک را معرفی کردند، که می‌تواند استفاده از تجهیزات حمل‌ونقل عمودی را بهینه سازد و با درنظرگرفتن تقاضای متغیر بالابر در طول پیشرفت پروژه، زمان حمل‌ونقل کارگران را به میزان کمینه برساند. کاربرد مدل اخیر در یک پروژه‌ی ساختمانی نشان داد که زون‌بندی براساس تقاضای متغیر بالابر می‌تواند زمان حمل و نقل را تا ۴۰٪ کاهش دهد. در مرحله‌ی طراحی یک ساختمان، تعداد آسانسورها، ظرفیت، و سرعت نامی آن‌ها انتخاب می‌شود. در صورتی که ساختمان مرتفع باشد، زون‌بندی آسانسورها بسیار رایج است. روکوکوسکی[۱۴] و همکاران (۲۰۱۵)،[۴۳] در پژوهش خود یک برنامه‌ی برنامه‌نویسی پویا برای یافتن راه‌حل بهینه‌ی مسئله‌ی استاتیک زون‌بندی معرفی کردند، که شرایط ترافیک اوج را در نظر

---

۱ Ji &Leite
۲ Riga
۳ Wu
۴ Dienstknecht
۵ Shin
۶ Embedded Lift Information System
۷ Jung
۸ Agent-based model
۹ Kamleh
۱۰ discrete-event simulation.
۱۱ Huang
۱۲ Beamurgia
۱۳ Jung
۱۴ Ruokokoski

می‌گیرد. جواب مسئله‌ی بهینه‌سازی، طبقات بالای ساختمان را به مناطق جداگانه و ثابت تقسیم می‌کند و برای هر منطقه، تعداد آسانسورها و همچنین اندازه و سرعت نامی آن‌ها را مشخص می‌کند.

۲.۴. کنترل گروهی آسانسورها

تای[۱] و همکاران (۲۰۰۸)،[۴۴] در مطالعه‌ی خود به بهبود روش کنترل گروهی آسانسورها با استفاده از راهنمایی طبقه‌ی مقصد پرداختند. در روش اخیر، اطلاعاتی که از ثبت تماس‌ها در سالن‌ها و انتخاب طبقه‌ی مقصد توسط مسافران به‌دست می‌آید، ترکیب و برای جلب جریان مسافر به‌طورمؤثر استفاده می‌شود. از شبکه‌ی عصبی فازی[۲] برای بهبود چند هدف و ارائه‌ی روش منطقی توزیع استفاده می‌شود. بامونوراچی[۳] و همکاران (۲۰۱۵)،[۲] در پژوهش خود مسئله‌ی برنامه‌ریزی گروهی آسانسورها را با استفاده از روش‌های بهینه‌سازی، بررسی و به مصرف انرژی پایین در سیستم‌های آسانسور به‌عنوان ویژگی مطلوب توجه کردند. ایشان، ابتدا روشی را براساس مدل برنامه‌ریزی سفر[۴] و الگوریتم شاخه و حد[۵] استقلالی توسعه دادند و سپس با اضافه‌کردن اندازه‌گیری مصرف انرژی به معیار بهینه‌سازی، معیار جدیدی برای ارزیابی به‌دست آوردند. نتایج نشان‌دهنده‌ی بهبود مصرف انرژی با حفظ تقریبی زمان خدمت مدل‌های قبلی بوده است. در نتیجه‌ی پژوهش اخیر، مصرف انرژی ۲۰٪ کاهش یافته و زمان خدمت نیز ۱۳٪ بهبود پیدا کرده است. یوتوگوف[۶] و همکاران (۲۰۱۲)،[۴۵] نیز یک الگوریتم جدید به نام مدیریت آسانسورها ارائه کردند، که به گونه‌یی طراحی شده بود که کارایی آسانسورها را برای تمام افرادی که از آن‌ها استفاده می‌کردند، به میزان بیشینه می‌رساند. برای مقایسه و درک بهتر، مسئله‌ی ارسال آسانسور در یک سیستم جداگانه با دانستن تمام برنامه‌های سفر افراد، قبل از زمان مشخص‌شده بازسازی شده است، تا نشان داده شود که بهترین کارآیی قابل دست‌یابی چگونه است. همچنین تانگ[۷] و همکاران (۲۰۱۱)،[۴۶] با هدف بهبود کارایی و کاهش مصرف انرژی آسانسورها به بررسی راهبردهای کنترل گروهی آسانسورها پرداختند و یک روش برنامه‌ریزی براساس اطلاعات مسافران ارائه کردند که با استفاده از یک حس‌گر ویژه، تعداد مسافرانی که در انتظار آسانسور هستند، را شناسایی می‌کند. این روش می‌تواند وضعیت ترافیک سیستم کنترل گروهی آسانسورها را به‌صورت لحظه‌یی تشخیص دهد. علاوه‌بر این، دو الگوریتم برنامه‌ریزی با استفاده از تئوری کنترل فازی[۸] توسعه داده شده است، که با به‌کارگیری یک راهبرد سوئیچ چندگانه[۹]، در زمان فراخوانی جدید آسانسور برنامه‌ریزی می‌شود.

مرور ادبیات نشان می‌دهد که پژوهش‌های مربوط به چیدمان محیط ساخت و ساز عمدتاً بر روی چیدمان جرثقیل‌ها تمرکز کرده‌اند. این در حالی است که بالابرهای ساختمانی نیز نقش مهمی در مسئله‌ی چیدمان محیط ساخت و ساز می‌توانند داشته باشند. به‌طور خاص، پس از دیوارچینی و اتمام مرحله‌ی سفت‌کاری دسترسی به فضاهای داخلی توسط جرثقیل بسیار محدود و نقش بالابر در انتقال مصالح پررنگ‌تر می‌شود. جابجایی نیروی انسانی نیز به دلایل ایمنی فقط با بالابر امکان‌پذیر است. افزون بر این، نصب بالابرهای ساختمانی در مکان‌های نامناسب می‌تواند انتقال افقی مصالح توسط کارگران را دشوار کند. اگرچه پژوهش‌های مختلفی در مورد بالابرهای ساختمانی انجام شده است، اما مرور ادبیات نشان می‌دهد مکان‌یابی بهینه‌ی بالابرهای ساختمانی در پژوهش‌های پیشین نادیده گرفته شده است. لذا، در نوشتار حاضر با ارائه‌ی یک مدل عدد صحیح خطی برای چیدمان بهینه‌ی بالابرهای ساختمانی تلاش شده است که شکاف دانشی موجود را پوشش دهد. مدل پیشنهادی ضمن تعیین مکان بهینه‌ی بالابرها، تعداد بالابرهای موردنیاز را نیز به طور بهینه تعیین می‌کند. این موضوع از افزایش هزینه‌های کاری و یا بیکارماندن آن‌ها جلوگیری می‌کند. همچنین مدل پیشنهادی از طریق توزیع بهینه‌ی فعالیت‌های بالابری، تعداد روزهای کاری را بهینه می‌سازد و نیز به موارد مخاطرات ایمنی، جابجایی افقی مصالح توسط کارگران، و محدودیت فضای محل نصب بالابر در تعیین بهینه‌ی تعداد بالابرهای موردنیاز توجه شده است.

۳. بیان مسئله

همان‌طور که در بخش قبل اشاره شد، در پژوهش‌های پیشین تاکنون به تعیین تعداد بالابرهای بهینه‌ی موردنیاز یک پروژه و محل نصب آن‌ها پرداخته نشده است. در مقابل، چیدمان بهینه‌ی جرثقیل‌های ساختمانی تا حد زیادی بررسی شده است. مسئله‌ی چیدمان بهینه‌ی بالابرهای ساختمانی نیز تا حدودی می‌تواند شبیه به مسئله‌ی چیدمان بهینه‌ی جرثقیل‌ها باشد. از این رو، ابتدا به اختصار به معرفی بالابر و جرثقیل و همچنین تفاوت بین آن‌ها پرداخته شده است.

در شکل ۱، جرثقیل و بالابر پروژه‌ی مطالعاتی مشاهده می‌شود. از بالابرها برای انتقال افقی مصالح و نیروی انسانی در طبقات مختلف یک ساختمان استفاده می‌شود. جرثقیل‌ها در مقایسه با بالابرها می‌توانند مصالح را هم به صورت افقی و هم به صورت عمودی منتقل کنند. هر یک از بالابرها و جرثقیل‌ها، سرعت و ظرفیت متفاوتی دارند. معمولاً برای حمل مصالح سنگین‌تر از جرثقیل‌ها استفاده می‌شود.

با توجه به کارایی گسترده‌ی بالابرهای ساختمانی در پروژه‌های بلندمرتبه، با تعیین تعداد بالابرها و محل نصب آن‌ها، کارایی سیستم بالابری بهبود بخشیده می‌شود، که باعث کاهش زمان انتظار مسافران، افزایش سرعت حرکت بالابر، و کاهش ترافیک بار در ساعات اوج استفاده از بالابر می‌شود. تعیین تعداد صحیح بالابر و محل نصب آن‌ها، باعث افزایش ایمنی و سهولت بیشتر انتقال کارگران و مصالح به نقاط تقاضا می‌شود. صرفه‌جویی در مصرف انرژی و کاهش هزینه‌های مربوط به عملکرد بالابرها از مزایای دیگر بهینه‌سازی تعداد و محل

شکل ۱. جرثقیل و بالابر ساختمانی نصب‌شده در پروژه‌ی مطالعاتی.

[۱] Tai
[۲] Fuzzy Neural Network
[۳] Bamunuarachchi
[۴] trip scheduling model
[۵] branch and bound algorithm
[۶] Utgoff
[۷] Tang
[۸] fuzzy control theory.
[۹] multi-strategy switch method.

نصب بالابرهاست. در بخش حاضر، یک مدل عدد صحیح خطی برای تعیین بهینه‌ی مکان و تعداد بالابرهای موردنیاز یک پروژه‌ی ساختمانی ارائه شده است. مفروضات و ویژگی‌های مدل پیشنهادی به این شرح است:

۱. نوع بالابر استفاده‌شده برای جابجایی عمودی مصالح و نیروی کار از پیش تعیین شده است.

۲. مکان‌های کاندید جهت نصب بالابر با توجه به شرایط محیط ساخت و ساز از پیش تعیین شده است.

۳. طبقه‌ی همکف ساختمان به‌عنوان مکان عرضه‌ی مصالح درنظر گرفته می‌شود.

۴. هر یک از طبقات می‌توانند انواع مختلفی از مصالح را نیاز داشته باشند، که تمامی آن‌ها باید کاملاً توسط بالابرها پوشش داده شوند.

۵. بالابر در هر سفر، یک نوع از مصالح را از نقطه‌ی عرضه به یک طبقه منتقل می‌کند و سپس به نقطه‌ی عرضه باز می‌گردد.

۶. ظرفیت حمل مصالح توسط شرکت سازنده‌ی بالابر مشخص می‌شود و در هر سفر باید رعایت شود. همچنین به‌دلیل محدودیت‌های ابعادی، بالابرها در صورت نصب در هر یک از نقاط کاندید، ظرفیت‌های متفاوت و به‌تبع آن سرعت حرکت متفاوت دارند.

۷. زمان جابجایی بین طبقات با توجه به سرعت ثابت حرکت بالابر و ارتفاع طبقات محاسبه می‌شود.

۸. هزینه‌های مربوط به نصب بالابر، هزینه‌ی کاری، و هزینه‌ی اجاره با توجه به ظرفیت بالابر و مکان نصب در نظر گرفته می‌شود. کاهش هزینه‌های ذکرشده در تعیین مکان و تعداد بالابرهای موردنیاز مورد توجه قرار می‌گیرد.

۹. کاهش مقدار جابجایی دستی (افقی) مصالح در هر طبقه توسط کارگران نیز در تعیین مکان و تعداد بالابرهای موردنیاز در نظر گرفته می‌شود. مقدار جابجایی افقی برای هر نقطه‌ی کاندید به‌صورت میانگین و با ملاحظات تجربی و آماری به‌دست می‌آید.

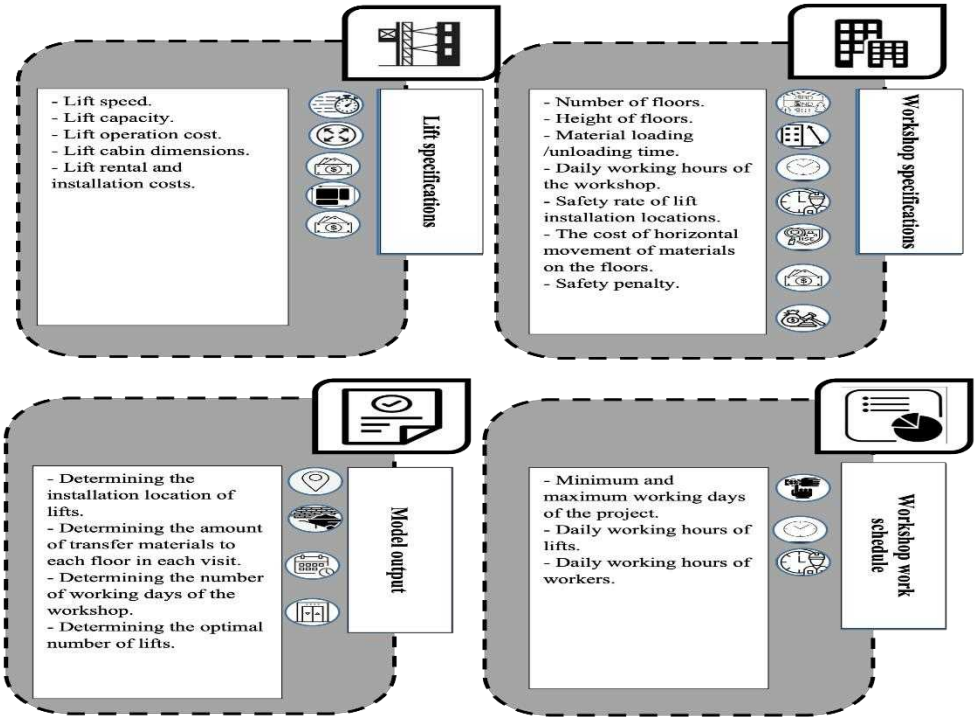
۱۰. تعداد روزهای کاری پروژه در فرآیند بهینه‌سازی تعیین می‌شود. این موضوع می‌تواند منجر به توزیع متوازن فعالیت‌های بالابری بین بالابرهای نصب‌شده در ساختمان شود.

۴. مدل توسعه داده‌شده

مسئله‌ی بهینه‌سازی تعریف‌شده در مورد مکان‌یابی و تعیین تعداد بالابرهای کارگاهی به شکلی است که به‌صورت بهینه تعیین می‌کند که چندبالابر باید در کارگاه نصب شود و در کجا قرار داده شوند تا در کلیه‌ی نقاط کارگاه به‌طورمؤثری خدمات ارائه دهند. به‌طورکلی، هدف مسئله‌ی بهینه‌سازی حاضر، به‌دست‌آوردن تعداد و موقعیت بهینه‌ی آسانسورهاست. این هدف ممکن است شامل کاهش زمان انتظار مسافران، کمینه‌ساختن هزینه‌های نصب و نگهداری آسانسورها، یا بهینه‌سازی سایر عوامل مرتبط با کارگاه باشد. محدودیت‌های مسئله‌ی بهینه‌سازی می‌توانند مانند ظرفیت آسانسورها، بیشینه‌ی زمان انتظار مجاز برای مسافران، محدودیت‌های فضایی برای نصب آسانسورها، و سایر محدودیت‌های مربوط به ساختار و نیازهای کارگاه باشند. برای حل مسئله‌ی بهینه‌سازی مکان‌یابی و تعیین تعداد آسانسورهای کارگاهی، می‌توان از روش‌های مختلفی استفاده کرد. یکی از روش‌های معروف برای حل مسائل بهینه‌سازی خطی، روش سیمپلکس[۱] است. الگوریتم سیمپلکس، یک الگوریتم بهینه‌سازی عددی است که برای پیداکردن جواب بهینه در مسائل بهینه‌سازی خطی استفاده می‌شود و قادر است به‌صورت مؤثر و بهینه، جواب‌های بهینه برای مسائل بهینه‌سازی خطی را پیدا کند.

مدل پیشنهادی با درنظرگرفتن مفروضات بالا، مکان و تعداد بهینه‌ی بالابرهای موردنیاز پروژه را مشخص می‌کند. در شکل ۲، فرآیند سیستمی برنامه‌ریزی بالابری مشاهده می‌شود.

هدف مدل پیشنهادی، کاهش هزینه‌های مربوط به اجاره، نصب، و هزینه‌ی کاری بالابر در طی روزهای کاری پروژه است. در ابتدا، به بررسی مجموعه‌ها،



شکل ۲. نمودار سیستمی مدل بهینه‌سازی بالابر.

[۱] Simplex

پارامترها، و متغیرهای مسئله پرداخته شده است. در جدول ۱، تمامی موارد مذکور ارائه شده است.

محدودیت های مدل پیشنهادی به صورت روابط ۱ الی ۹ است:

$$\sum_{l\in L} x_{jml} \geq d_{jm} \qquad \forall j \in J,\ m \in M \quad (۱)$$

$$x_{jml} \leq cap_l \times n_{jml} \qquad \forall j \in J, m \in M, l \in L \quad (۲)$$

$$T_l^y = 2 \times \sum_{m\in M} \sum_{j\in J} n_{jml} \times t_{jl}^y \qquad \forall l \in L \quad (۳)$$

$$T_l^x = \sum_{m\in M} \sum_{j\in J} n_{jml} \times t_l^x \qquad \forall l \in L \quad (۴)$$

$$y_l \times O_1 \geq x_{jml} \qquad \forall j \in J, m \in M, l \in L \quad (۵)$$

$$T_m \geq T_l^y \qquad \forall l \in L \quad (۶)$$

$$Days = T_m / D_{avg} \quad (۷)$$

$$Days \geq L_{min} \quad (۸)$$

$$Days \leq L_{max} \quad (۹)$$

محدودیت ۱، رفع کامل نیاز مصالح تمام طبقات را تضمین می‌کند. هر یک از بالابرها بسته به ویژگی مکان‌های کاندید نصب (ابعاد محل نصب، اولویت‌های کارفرما، و مسائل ایمنی)، ظرفیت مشخصی برای جابجایی مصالح دارند. لذا بالابرها برای رفع کامل درخواست مصالح هر یک از طبقات ساختمان باید چند بار بین نقطه‌ی عرضه و طبقات مختلف ساختمان جابجا شوند. محدودیت ۲، تعداد دفعاتی که لازم است بالابرها به هر یک از طبقات ساختمان سفر کنند را با توجه به ظرفیت هر یک از بالابرهای نصب‌شده مشخص می‌کند. محدودیت ۳، مدت زمان جابجایی عمودی هر یک از بالابرها را محاسبه می‌کند. از آنجایی که بالابر در هر سفر خود پس از تحویل مصالح به هر طبقه به نقطه‌ی عرضه باز می‌گردد، مدت‌زمان جابجایی با فرض یکسان‌بودن زمان حرکت رو به بالا و پایین بالابر در عدد ۲ ضرب می‌شود؛ که در آن، زمان جابجایی بالابر نصب‌شده در هر یک از نقاط کاندید مطابق رابطه‌ی ۱۰ محاسبه می‌شود.

$$t_{jl}^y = (H_j - h_l)/V_y \qquad \forall l \in L \quad (۱۰)$$

پس از تحویل مصالح به هر طبقه توسط بالابرها، کارگران مصالح را به بخش‌های موردنیاز ساختمان به‌صورت دستی منتقل می‌کنند. مقدار جابجایی انجام‌شده توسط کارگران به فاصله‌ی محل نصب بالابر از مکان‌های موردنظر بستگی دارد. محدودیت ۴، مدت زمان جابجایی افقی مصالح در هر طبقه را از

جدول ۱. نمادهای به‌کاررفته و مفهوم آن‌ها.

نماد	مفهوم	نماد	مفهوم
j	اندیس طبقات	r_l	نرخ ایمنی نقطه‌ی کاندید (l)
m	اندیس مصالح	a	ثابت ایمنی
l	اندیس نقاط کاندید نصب بالابر	O_1	ثابت عددی بزرگ
d_{jm}	۰	O_2	ثابت عددی بزرگ
cap_l	ظرفیت بالابر نصب‌شده در مکان کاندید l	x_{jml}	مقدار مصالحی که بالابر قرارگرفته در مکان کاندید l از مصالح نوع m به طبقه‌ی j تحویل می‌دهد
t_{jl}^y	مدت زمان جابجایی بالابر نصب‌شده در مکان کاندید l بین نقطه‌ی عرضه و طبقه‌ی j است	n_{jml}	تعداد دفعاتی سفر بالابر نصب‌شده در مکان کاندید l برای رفع تقاضای ماده‌ی m به طبقه‌ی j
t_l^x	مدت زمان جابجایی افقی مصالح در صورت نصب بالابر در مکان کاندید l	T_l^y	مجموع مدت زمان جابجایی عمودی بالابر قرار گرفته‌شده در مکان کاندید l
D_{avg}	مدت زمان مجاز فعالیت روزانه‌ی بالابرها	T_l^x	مجموع مدت‌زمان جابجایی افقی مصالح در صورت نصب بالابر در مکان کاندید l
L_{min}	کران پایین تعداد روزهای کاری مجاز	y_l	متغیر باینری است که اگر بالابر در مکان l نصب شود، برابر با ۱ و در غیر این‌صورت برابر با ۰ است.
L_{max}	کران بالای تعداد روزهای کاری مجاز	T_m	بیشترین زمان استفاده از بالابرها
H_j	بیانگر ارتفاع طبقه‌ی j	$Days$	تعداد روزهای کاری پروژه
h_l	ارتفاع نقطه‌ی عرضه	c^i	هزینه‌ی نصب بالابرها
V_y	سرعت ثابت حرکت بالابر	c^r	هزینه‌ی اجاره‌ی بالابرها
c_l^i	هزینه‌ی نصب بالابر l در واحد زمان	c^w	هزینه‌ی عملیاتی بالابرها
c_l^r	هزینه‌ی اجاره‌ی بالابر l در واحد زمان	c^h	هزینه‌ی جابجایی افقی مصالح در طبقات
c_l^w	هزینه‌ی عملیاتی بالابر l در واحد زمان	SR	جریمه‌ی ایمنی
c_l^h	هزینه‌ی جابجایی افقی مصالح در طبقات در واحد زمان	A_l	متغیر خطی‌ساز

محل نصب بالابر تا محل‌های استفاده‌ی آن محاسبه می‌کند. مکان نصب بالابر توسط رابطه‌ی ۵ مشخص می‌شود. در صورتی که مقدار O_1 عددی کمتر از نیاز انتخاب شود، ممکن است جواب شدنی برای مسئله پیدا نشود. در مقابل، اگر مقدار O_1 خیلی بزرگ انتخاب شود، ممکن است مدت زمان حل مدل افزایش پیدا کند. لذا، رابطه‌ی ۱۱ برای محاسبه‌ی مقدار O_1 پیشنهاد شده است:

$$O_1 \geq d_{jm} + 1 \qquad (۱۱)$$

محدودیت‌های ۶ الی ۹، به‌منظور محاسبه‌ی تعداد روزهای کاری پروژه به مدل پیشنهادی افزوده شده است. معمولاً تعداد روزهای کاری پروژه نمی‌تواند خیلی کم (به دلایلی مانند سرعت عوامل مؤثر در ساخت و ساز، از جمله: سرعت نیروی انسانی، سرعت تجهیزات، و سرعت تأمین مصالح) یا خیلی زیاد (به دلایلی مانند محدودیت در قرارداد کاری و افزایش هزینه‌های ناشی از اجاره‌ی تجهیزات و دستمزد نیروی انسانی) باشد. رابطه‌های ۸ و ۹، تضمین می‌کنند که فعالیت‌های بالابری در تعداد روزهای پیش‌بینی‌شده تکمیل شوند. کران پایین در نظرگرفته‌شده در رابطه‌ی ۸ می‌تواند از نصب تعداد بیش از نیاز بالابر در ساختمان و در نتیجه از افزایش هزینه‌ها جلوگیری کند.

۲.۳. تابع هدف

مدل پیشنهادی، تعداد و مکان بالابرها را با هدف کاهش هزینه‌هایی، مانند: هزینه‌ی نصب بالابر، هزینه‌ی اجاره‌ی روزانه‌ی بالابر، و هزینه‌ی مصرف انرژی بالابر، کاهش جابجایی‌های افقی در طبقات، و کاهش مخاطرات ایمنی تعیین می‌کند. از این رو تابع هدف به صورت روابط ۱۲ الی ۱۷ پیشنهاد می شود:

$$z = min(c^i + c^r + c^w + c^h + SR) \qquad (۱۲)$$

$$c^i = \sum_{l\in L} c_l^i \times y_l \qquad \forall l \in L \quad (۱۳)$$

$$c^r = D_{avg} \times (\sum_{l\in L} c_l^r \times y_l \times Days) \qquad \forall l \in L \quad (۱۴)$$

$$c^w = \sum_{l\in L}\sum_{j\in J} c_l^w \times T_l^y \qquad \forall j \in J, l \in L \quad (۱۵)$$

$$c^h = \sum_{l\in L}\sum_{j\in J} c_l^h \times T_l^x \qquad \forall j \in J, l \in L \quad (۱۶)$$

$$SR = a \times (\sum_{l\in L} r_l \times y_l) \qquad \forall l \in L \quad (۱۷)$$

رابطه‌ی ۱۲، تابع هدف مدل پیشنهادی را مشخص می‌کند. مؤلفه‌ی SR با هدف افزایش ایمنی و سهولت کاربری بالابرها به تابع هدف افزوده شده است. ضریب a در رابطه‌ی ۱۷، بین هزینه‌ها و جریمه‌های ایمنی تعادل برقرار می‌کند. با افزایش پارامتر a مدل پیشنهادی می‌تواند مکان‌های ایمن‌تری را انتخاب کند. در حالی که با کاهش مقدار a می‌توان به جواب اقتصادی‌تری دست پیدا کرد. رابطه‌ی ۱۳، مجموع هزینه‌ی نصب بالابرها را محاسبه می‌کند. رابطه‌ی ۱۴، هزینه‌ی اجاره‌ی بالابرها را براساس تعداد روزهای کاری محاسبه و در تابع هدف تلاش می‌کند هزینه‌ی اجاره را از طریق کاهش تعداد روزهای کاری پروژه کاهش دهد. لذا، با توجه به روابط ۶ الی ۹، مدل پیشنهادی تلاش می‌کند با توزیع مناسب فعالیت‌های بالابری بین بالابرهای نصب‌شده، تعداد روزهای کاری پروژه را کاهش دهد. رابطه‌ی ۱۵، مجموع هزینه‌ی کاری بالابرها، شامل هزینه‌ی مصرف برق و هزینه‌ی تعمیر و نگهداری را محاسبه می‌کند. رابطه‌ی ۱۶، برای محاسبه‌ی مجموع هزینه‌ی جابجایی افقی مصالح در طبقات ساختمان به مدل اضافه شده است. مجموع جریمه‌های ایمنی از رابطه‌ی ۱۷ به‌دست می‌آید. هر چه مخاطرات ایمنی یک مکان بیشتر باشد، باید مقدار r_l بیشتری برای آن نقطه در نظر گرفته شود.

۳.۳. خطی‌سازی مدل

تمامی روابط ارائه‌شده در تابع هدف و محدودیت‌های مدل پیشنهادی به جز رابطه‌ی ۱۴، به‌صورت خطی هستند. معمولاً حجم محاسبات و مدت زمان حل یک مدل ریاضی با خطی‌سازی آن کاهش پیدا می‌کند. از این رو در ادامه، رابطه‌ی ۱۴، با استفاده از روش‌های بهینه‌سازی خطی شده است. ابتدا رابطه‌ی ۱۴ به صورت خطی مطابق رابطه‌ی ۱۸ بازنویسی می‌شود:

$$c^r = D_{avg} \times (\sum_{l\in L} c_l^r \times A_l) \qquad \forall l \in L \quad (۱۸)$$

که در آن، باید مقدار A_l برابر با حاصل ضرب $y_l \times Days$ باشد. روابط ۱۹ الی ۲۱، تساوی این دو مقدار را تضمین می‌کند.

$$A_l \leq O_2 \times y_l \qquad (۱۹)$$

$$A_l \leq Days \qquad (۲۰)$$

$$A_l \leq Days - (1 - y_l) \times O_2 \qquad (۲۱)$$

با توجه به اینکه A_lدر تابع هدف کمینه‌سازی قرار دارد، به‌منظور کاهش تعداد قیدهای مدل می‌توان فقط از رابطه‌ی ۲۰ برای برقراری تساوی A_l با حاصل ضرب $y_l \times Days$ استفاده کرد. در این‌صورت، تعداد قیدها به اندازه‌ی $l \times ۲$ کاهش پیدا می‌کند. کاهش تعداد قیدها می‌تواند منجر به کاهش تعداد محاسبات و در نتیجه کاهش مدت زمان حل مدل پیشنهادی شود. مقدار O_2 را نیز می‌توان مشابهO_1 (رابطه‌ی ۵) محاسبه کرد. رابطه‌ی ۲۲، برای محاسبه‌ی مقدار O_2 پیشنهاد شده است:

$$O_۲ = L_{\max} + ۱ \qquad (۲۲)$$

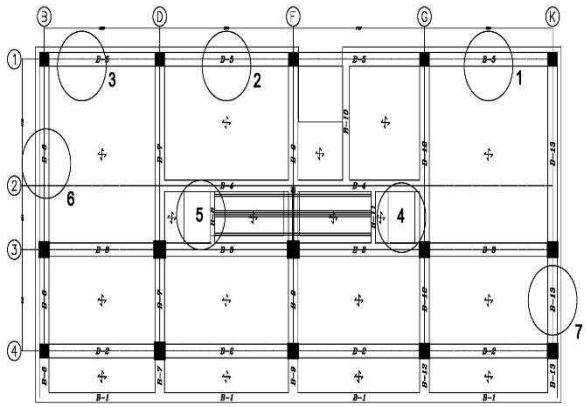
۵. مطالعه‌ی موردی، ساختمان مسکونی ۲۰ طبقه

اطلاعات موردنیاز برای بررسی مدل از ساختمانی واقع در شهر مشهد تهیه شده است. در شکل ۳، مکان‌های کاندید برای نصب بالابر مشاهده می‌شود؛ که در آن، ۷ مکان به عنوان نقطه‌ی کاندید درنظر گرفته شده‌اند. نقاط ۱، ۲، ۳، ۶، و ۷ در نمای بیرونی پروژه و نقاط ۴ و ۵ در چاله‌ی آسانسور قرار دارند.

جهت پیشبرد پروژه، ۵ نوع محصول نیاز به جابجایی توسط بالابر دارند و مابقی محصولات موردنیاز به‌صورت

دستی و یا با استفاده از تاورکرین منتقل شده‌اند. تراز ارتفاعی طبقات مختلف (بر حسب متر) و مقدار نیاز طبقات مختلف به هر کدام از انواع مصالح به‌صورت وزنی (بر حسب تن) در جدول ۲ ارائه شده است.

اطلاعات مربوط به ظرفیت وزنی بالابر (بر حسب کیلوگرم) در مکان‌های کاندید ۱ الی ۷، سرعت حرکت بالابر (بر حسب متر بر دقیقه)، میانگین جابجایی افقی



شکل ۳. پلان جانمایی مکان‌های کاندید نصب بالابر.

جدول ۲. میزان نیازمندی مصالح به طبقات.

تراز	طبقه	ارتفاع	نیاز به مصالح ۱	نیاز به مصالح ۲	نیاز به مصالح ۳	نیاز به مصالح ۴	نیاز به مصالح ۵
۱	-۳	-۱۲	۸۰۰	۱۰۰۰	۷۰۰	۸۰۰	۱۱۰۰
۲	-۲	-۸	۱۲۰۰	۱۱۰۰	۴۰۰	۵۰۰	۱۴۰۰
۳	-۱	-۴	۹۶۰	۱۰۶۰	۱۱۲۰	۵۶۰	۰
۴	۰	۰	۰	۰	۰	۰	۰
۵	۱	۴	۸۴۰	۶۴۰	۱۲۸۰	۱۲۸۰	۲۰۲
۶	۲	۸	۹۰۰	۶۰۰	۸۰۰	۰	۶۰۰
۷	۳	۱۲	۲۴۰	۱۰۰۰	۸۲۰	۶۰۰	۱۱۸۰
۸	۴	۱۶	۶۲۰	۲۰۰	۴۰۰	۰	۰
۹	۵	۲۰	۱۲۰۰	۳۸۰	۴۸۰	۳۰۰	۷۶۰
۱۰	۶	۲۴	۷۰۰	۸۰۰	۱۰۰۰	۸۰۰	۱۰۶۰
۱۱	۷	۲۸	۱۲۰۰	۴۲۰	۷۰۰	۰	۹۰۰
۱۲	۸	۳۲	۶۰۰	۲۰۰	۹۰۰	۳۶۰	۸۶۰
۱۳	۹	۳۶	۹۶۰	۱۲۰۰	۸۴۰	۱۱۴۰	۶۴۰
۱۴	۱۰	۴۰	۶۰۰	۱۳۴۰	۶۲۰	۵۶۰	۸۶۰
۱۵	۱۱	۴۴	۰	۳۰۰	۲۰۰	۰	۷۸۰
۱۶	۱۲	۴۸	۰	۳۰۰	۹۰۰	۲۱۶	۸۴۰
۱۷	۱۳	۵۲	۵۰۰	۳۰۰	۱۸۰۰	۰	۳۰۲
۱۸	۱۴	۵۶	۶۶۰	۲۱۴	۷۴۰	۴۰۴	۰
۱۹	۱۵	۶۰	۳۱۸	۸۷۰	۴۰۰	۳۶۰	۱۰۴۰
۲۰	۱۶	۶۴	۶۰۰	۳۶۰	۸۴۰	۲۱۴	۴۶۰

مصالح در طبقات (بر حسب متر)، ابعاد کابین (بر حسب متر)، هزینه‌ی نصب (بر حسب تومان)، هزینه‌ی اجاره، و هزینه‌ی کاری در جدول ۳ ارائه شده است؛ که در آن، ظرفیت بالابر براساس فضای محل نصب آن تعیین شده است. برای نمونه، مکان‌های کاندید ۴ و ۵، که در چاله‌ی آسانسور قرار داشتند، به‌دلیل فضای کوچک‌تر چاله‌ی آسانسور، ابعاد کابین و در نتیجه ظرفیت بالابری کمتری از سایر مکان‌های کاندید داشتند. تفاوت سرعت حرکت بالابر در مکان‌های کاندید نیز به دلیل تفاوت ظرفیت بالابر است. جابجایی افقی مصالح به‌صورت دستی توسط کارگران انجام می‌شود. در جدول ۳، مقدار جابجایی‌های افقی با توجه موقعیت نصب بالابر و به‌صورت میانگین محاسبه شده است. سرعت حرکت افقی یک کارگر، ۱/۴ متر بر ثانیه درنظر گرفته شده است. بر این اساس می‌توان طبق رابطه‌ی ۲۳، مقدار t_{jl}^{x} را محاسبه کرد.

$$t_l^x = x_l^{avg}/V_x \qquad \forall l \in L \qquad (۲۳)$$

که در آن، x_l^{avg} بیانگر میانگین مقدار جابجایی افقی مصالح در طبقات در صورت نصب بالابر در نقطه‌ی کاندید l و V_x نیز سرعت متوسط حرکت کارگر در حالت حمل بار است (۱/۴متر بر ثانیه). همچنین هزینه‌ی جابجایی افقی برای هر ثانیه‌ی کاری برابر با ۱۴ تومان فرض شده است.

علاوه‌بر کمینه‌سازی هزینه‌ی موارد دیگری نظیر سهولت دسترسی به تجهیزات، تلاش برای افزایش ایمنی کارگاه، و عدم تداخل تجهیزات نصب‌شده با مسیر رفت و آمد کارگران، و مصالح نیز از نکات حائز اهمیت در چیدمان سایت‌های ساختمانی هستند.

همچنین جهت تعیین محل‌های کاندید نصب بالابر، برخی نقاط دسترسی راحت‌تری برای تخلیه‌ی مصالح و انتقال آن از محل دپو به بالابرها و سپس توزیع به نقاط تقاضا در طبقات دارند. در نمونه‌ی موردی انتخاب‌شده نیز به‌دلیل وجود فضای آماده و نصب آسان‌تر، نظر کارفرمای پروژه، نصب بالابرهای کارگاهی در چاله‌ی آسانسور پروژه بوده است. چاله‌ی آسانسور دارای محدودیت ابعادی است و بالابر نصب‌شده در این نقطه ظرفیت کمتری نسبت به سایر نقاط خواهد داشت. همچنین محل چال آسانسور، به‌دلیل قرارگرفتن در مرکز پلان، از خیابان‌های اطراف، که محل تخلیه‌ی مصالح است، دورتر بوده و هزینه‌یی بابت جابجایی مصالح در این مرحله نیز باید در نظر گرفته شود. به لحاظ فنی نقاط قرارگرفته در نمای پروژه برای نصب بالابر مناسب‌تر هستند، زیرا تا پایان پروژه نیازی به جابجایی مجدد بالابر نیست و فقط مرحله‌ی نماکاری آن قسمت تا انتهای کاربری بالابر متوقف می‌شود. ولی در صورت نصب بالابر در چاله‌ی آسانسور، نصب آسانسورهای اصلی پروژه، که از مراحل مهم تکمیل فرآیند ساخت هستند، به‌تعویق می‌افتد. بنابراین، پارامتری با عنوان نرخ ایمنی مکان‌های کاندید به مدل‌سازی افزوده می‌شود، که نقاط کاندید نصب را از منظر ملاحظات ایمنی و شهرداری، سهولت دسترسی، و اولویت‌های کارفرما رتبه‌بندی می‌کند. نرخ ایمنی براساس معیارهای تجربی برای مکان‌های کاندید در جدول ۳ مشخص شده است. به عنوان مثال، در نمونه‌ی مطالعاتی، نصب بالابر در نما در مقایسه با چاله‌ی آسانسور ترجیح داده می‌شود. همچنین مکان‌های کاندید موجود در نما از نظر سهولت دسترسی با یکدیگر متفاوت هستند.

۶. بررسی و آزمایش

در ادامه، مدل پیشنهادی با استفاده از نمونه‌ی مطالعاتی بررسی و آزمایش شده است. مدل پیشنهادی در نرم‌افزار IBM CPLEX Optimization Studio پیاده‌سازی و با حل‌کننده‌ی CPLEX در سیستمی با پردازنده‌ی ۳ هسته‌یی، ۸ گیگابایت رَم، و سیستم عامل مایکروسافت ویندوز ۱۰ حل شده است. در ادامه، نتایج حاصل از پیاده‌سازی گزارش شده است.

جدول ۳. مشخصات فنی بالابر.

محل نصب	ظرفیت (کیلوگرم)	سرعت (متر/ثانیه)	جابجایی افقی (متر)	ابعاد کابین (متر)	هزینه‌ی نصب (تومان)	اجاره (تومان)	هزینه‌ی کاری (تومان)	نرخ ایمنی
۱	۱۰۰۰	۲۰/۶	۶۰	۱/۳×۲/۷×۲/۴	۳۰،۰۰۰،۰۰۰	۲،۰۹۱،۶۰۰	۳۵	۱
۲	۱۲۰۰	۱۹/۷	۴۵	۱/۳×۲/۷×۳	۳۵،۰۰۰،۰۰۰	۲،۵۲۰،۰۰۰	۴۴	۱
۳	۱۲۰۰	۱۹/۷	۶۰	۱/۳×۲/۷×۳	۳۵،۰۰۰،۰۰۰	۲،۵۲۰،۰۰۰	۴۴	۱
۴	۸۰۰	۲۱	۲۵	۱/۳×۲/۷×۱/۸	۲۵،۰۰۰،۰۰۰	۱،۷۸۹،۲۰۰	۳۱	۵
۵	۸۰۰	۲۱	۲۵	۱/۳×۲/۷×۱/۸	۲۵،۰۰۰،۰۰۰	۱،۷۸۹،۲۰۰	۳۱	۵
۶	۱۰۰۰	۲۰/۶	۴۵	۱/۳×۲/۷×۲/۵	۳۰،۰۰۰،۰۰۰	۲،۰۹۱،۶۰۰	۳۵	۲
۷	۱۰۰۰	۲۰/۶	۴۰	۱/۳×۲/۷×۱/۹	۳۰،۰۰۰،۰۰۰	۲،۰۹۱،۶۰۰	۳۵	۳

جدول ۴. مقادیر مختلف ضریب عددی a.

حالت	مقدار a	مکان‌های نصب منتخب	روز کاری	هزینه‌ی نصب (تومان)	هزینه‌ی اجاره (تومان)	هزینه‌ی کاری (تومان)	هزینه‌ی جابجایی افقی (تومان)	جریمه‌ی ایمنی ثابت (تومان)	مجموع (تومان)
۱	۱،۰۰۰،۰۰۰	۱ ، ۶ ، ۷	۱۲۶	۹۰،۰۰۰،۰۰۰	۷۹۰،۶۲۰،۰۰۰	۳۳۲،۱۹۰،۰۰۰	۲۶،۹۱۴،۰۰۰	۶،۰۰۰،۰۰۰	۱،۲۴۵،۷۲۴،۰۰۰
۲	۲،۰۰۰،۰۰۰	۲ ، ۶	۱۷۵	۶۵،۰۰۰،۰۰۰	۸۰۷،۰۳۰،۰۰۰	۳۴۸،۳۶۰،۰۰۰	۲۳،۹۶۴،۰۰۰	۶،۰۰۰،۰۰۰	۱،۲۵۰،۳۵۴،۰۰۰
۳	۳،۰۰۰،۰۰۰	۱ ، ۲	۱۷۵	۶۵،۰۰۰،۰۰۰	۸۰۷،۰۳۰،۰۰۰	۳۴۸،۳۹۰،۰۰۰	۲۶،۴۲۸،۰۰۰	۶،۰۰۰،۰۰۰	۱،۲۵۲،۸۴۸،۰۰۰
۴	۴،۰۰۰،۰۰۰	۱ ، ۲	۱۷۵	۶۵،۰۰۰،۰۰۰	۸۰۷،۰۳۰،۰۰۰	۳۴۸،۳۹۰،۰۰۰	۲۶،۴۳۳،۰۰۰	۸،۰۰۰،۰۰۰	۱،۲۵۴،۸۵۳،۰۰۰

جدول ۵. مشخصات جواب بهینه.

محل نصب	زمان جابجایی افقی (ثانیه)	زمان جابجایی عمودی (ثانیه)	روز کاری	هزینه‌ی نصب (تومان)	هزینه‌ی اجاره (تومان)	هزینه‌ی کاری (تومان)	هزینه‌ی جابجایی افقی (تومان)	جریمه‌ی ایمنی ثابت (تومان)	مجموع (تومان)
۱	۷۲۳۱۷۰	۴۴۱۰۰۰۰	۱۷۵	۳۰،۰۰۰،۰۰۰	۳۶۶،۰۳۰،۰۰	۱۵۴،۳۵۰،۰۰۰	۱۰،۱۲۴،۳۸۰	۳،۰۰۰،۰۰۰	۵۶۳،۵۰۴،۳۸۰
۲	۱۱۶۴۵۰۰	۴۴۱۰۰۰۰	۱۷۵	۳۵،۰۰۰،۰۰۰	۴۴۱،۰۰۰،۰۰۰	۱۹۴،۰۴۰،۰۰۰	۱۶،۳۰۳،۰۰۰	۳،۰۰۰،۰۰۰	۶۸۹،۳۴۳،۰۰۰
مجموع	۱۸۸۷۶۷۰	۸۸۲۰۰۰۰	۱۷۵	۶۵،۰۰۰،۰۰۰	۸۰۷،۰۳۰،۰۰۰	۳۴۸،۳۹۰،۰۰۰	۲۶،۴۲۷،۳۸۰	۶،۰۰۰،۰۰۰	۱،۲۵۲،۸۴۷،۳۸۰

جدول ۶. تأثیر حذف جریمه‌ی ایمنی.

محل نصب	روز کاری	هزینه‌ی نصب (تومان)	هزینه‌ی اجاره (تومان)	هزینه‌ی کاری (تومان)	هزینه‌ی جابجایی افقی (تومان)	جریمه‌ی ایمنی ثابت (تومان)	مجموع (تومان)
۱ ، ۶ ، ۷	۱۲۶	۹۰،۰۰۰،۰۰۰	۷۹۰،۶۲۰،۰۰۰	۳۳۲،۱۹۰،۰۰۰	۲۶،۹۱۴،۰۰۰	۱۵،۰۰۰،۰۰۰	۱،۲۵۴،۷۲۴،۰۰۰

۱.۶. نتایج

در ابتدا، ضریب a از طریق بررسی‌ها و آزمایش‌های متفاوت تعیین شده است. در جدول ۴، برای ضریب a چهار مقدار متفاوت ارائه شده است.

نتایج جدول ۴ نشان می‌دهد که با افزایش مقدار a به ۳،۰۰۰،۰۰۰ تومان، ایمن‌ترین مکان‌ها برای نصب بالابر تعیین شده‌اند (مکان‌های ۱ و ۲، کمترین نرخ ایمنی را داشته‌اند). آزمایش‌های دیگری که توسط نویسندگان نوشتارحاضر انجام شده است، نیز نشان می‌دهد که با افزایش بیشتر مقدار a (به هر میزان دلخواه) مکان‌های تعیین‌شده تغییری نمی‌کنند. لذا در ادامه، برای سایر بررسی‌ها مقدار a برابر با ۳،۰۰۰،۰۰۰ در نظر گرفته شده است. بر این اساس، جزئیات جواب بهینه در جدول ۵ گزارش شده است. مدل پیشنهادی، استفاده از ۲ بالابر را بهینه می‌داند. همچنین مکان‌های ۱ و ۲ را برای نصب آن‌ها تعیین کرده است. در جواب بهینه، تعداد روزهای کاری برابر با ۱۷۵ روز تعیین شده است. مطابق جدول ۵، مدت زمان استفاده از هر دو بالابر با یکدیگر برابر است (۴۴۱۰۰۰۰ ثانیه)؛ که نشان می‌دهد مدل پیشنهادی به‌خوبی توانسته است فعالیت‌های بالابری را بین بالابرهای نصب‌شده به‌صورت متعادل توزیع کند.

همان‌طور که اشاره شد، در جواب بهینه، ایمن‌ترین مکان‌ها برای نصب بالابر انتخاب شده است. این به دلیل وجود مؤلفه‌ی ایمنی (SR) در تابع هدف است. برای اثبات این ادعا، مدل پیشنهادی با حذف جریمه‌ی ایمنی مجدداً حل و نتایج در جدول ۶ گزارش شده است. در این حالت، مدل پیشنهادی ۳ بالابر را

جدول ۷. عدم بهینه‌سازی تعداد بالابرها.

حالت	تعداد بالابر	محل نصب	روز کاری	هزینه‌ی نصب (تومان)	هزینه‌ی اجاره (تومان)	هزینه‌ی کاری (تومان)	هزینه‌ی جابجایی افقی (تومان)	جریمه‌ی ایمنی ثابت (تومان)	مجموع (تومان)
۱	۱	۶	۳۷۷	۳۰،۰۰۰،۰۰۰	۷۸۸،۵۳۰،۰۰۰	۳۳۲،۱۹۰،۰۰۰	۲۷،۰۹۵،۰۰۰	۶،۰۰۰،۰۰۰	۱،۱۸۳،۸۱۵،۰۰۰
۲	۲	۱ ، ۲	۱۷۵	۶۵،۰۰۰،۰۰۰	۸۰۷،۰۳۰،۰۰۰	۳۴۸،۳۹۰،۰۰۰	۲۶،۴۲۷،۳۸۰	۶،۰۰۰،۰۰۰	۱،۲۵۲،۸۴۷،۳۸۰
۳	۳	۱ ، ۶ ، ۷	۱۲۶	۹۰،۰۰۰،۰۰۰	۷۹۰،۶۲۰،۰۰۰	۳۳۲،۱۹۰،۰۰۰	۲۶،۹۱۴،۰۰۰	۱۸،۰۰۰،۰۰۰	۱،۲۵۷،۷۲۴،۰۰۰
۴	۴	۱ ، ۵ ، ۶ ، ۷	۹۹	۱۱۵،۰۰۰،۰۰۰	۷۹۸،۳۴۰،۰۰۰	۳۳۷،۹۴۰،۰۰۰	۲۴،۰۲۰،۰۰۰	۳۳،۰۰۰،۰۰۰	۱،۳۰۸،۳۰۰،۰۰۰
۵	۵	۱ ، ۲ ، ۴ ، ۶ ، ۷	۷۶	۱۵۰،۰۰۰،۰۰۰	۸۰۴،۳۸۰،۰۰۰	۳۴۳،۴۴۰،۰۰۰	۲۳،۲۳۳،۰۰۰	۳۶،۰۰۰،۰۰۰	۱،۳۵۷،۰۵۳،۰۰۰

جدول ۸. عدم بهینه‌سازی هزینه‌ی نصب و اجاره.

محل نصب	روز کاری	هزینه‌ی نصب (تومان)	هزینه‌ی اجاره (تومان)	هزینه‌ی کاری (تومان)	هزینه‌ی جابجایی افقی (تومان)	جریمه‌ی ایمنی ثابت (تومان)	مجموع (تومان)
۱ ، ۲ ، ۶	۱۸۰	۹۵،۰۰۰،۰۰۰	۱،۲۰۶،۵۷۶،۰۰۰	۳۳۳،۸۲۰،۰۰۰	۲۸،۳۶۴،۰۰۰	۱۲،۰۰۰،۰۰۰	۱،۶۷۵،۷۶۰،۰۰۰

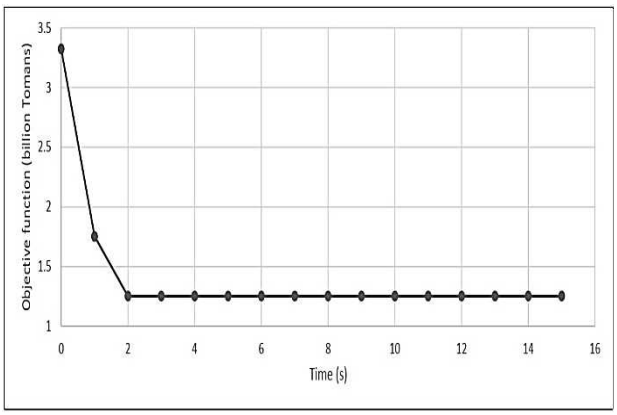
برای نصب در مکان‌های ۱، ۶، و ۷ انتخاب کرده است. همان‌طور که مشاهده می‌شو د، ایمنی مکان‌های انتخاب‌شده در جواب بهینه در مقایسه با این حالت بیشتر بوده است. بنابراین، جریمه‌ی ایمنی در تابع هدف در تعداد و مکان‌های نصب بالابر مؤثر است.

تعداد بالابرهای موردنیاز در مدل پیشنهادی به‌صورت بهینه تعیین می‌شود (در جواب بهینه: ۲ بالابر). برای بررسی اهمیت انتخاب تعداد بالابر موردنیاز در فرآیند بهینه‌سازی، در جدول ۷ تعداد بالابرها به صورت پارامتر درنظر گرفته شده است.

مطابق جدول ۷، مقدار تابع هدف، هزینه‌ها و تعداد روزهای کاری به تعداد بالابرهای نصب‌شده بستگی دارد. در صورتی که فقط از یک بالابر برای حمل مصالح ساختمانی استفاده شود، مقدار تابع هدف حدود ۵/۵٪ کاهش پیدا می‌کند. اما در مقابل، تعداد روزهای کاری به ۳۷۷ روز (حدود ۱۱۵٪) افزایش پیدا می‌کند؛ که از سقف تعداد روزهای کاری مجاز (۱۸۰ روز) بیشتر است. به همین دلیل، مدل پیشنهادی این حالت را به‌عنوان جواب بهینه انتخاب نکرده است. در صورت استفاده از ۳ بالابر، مقدار تابع هدف تقریباً ۰/۴٪ نسبت به جواب بهینه افزایش و در مقابل، تعداد روزهای کاری به ۱۲۶ روز (۲۸٪) کاهش پیدا می‌کند. ممکن است افزایش ۰/۴٪ مقدار تابع هدف در مقایسه با کاهش ۲۸ درصدی روزهای کاری برای پیمانکاران اهمیت بیشتری داشته باشد. بنابراین، احتمال دارد که عملاً حالت سوم برای اجرای پروژه انتخاب شود؛ که نشان می‌دهد مدل پیشنهادی می‌تواند سناریوهای مختلفی را برای تصمیم‌گیری بهتر در اختیار عوامل ساخت و ساز قرار دهد. همچنین در صورت انتخاب ۴ بالابر، مقدار تابع هدف حدوداً ۴/۴٪ در مقایسه با جواب بهینه افزایش و تعداد روزهای کاری به ۹۹ روز (حدود ۴۳٪) کاهش پیدا می‌کند. در صورتی که ۵ بالابر برای استفاده در ساختمان در نظر گرفته شود، مقدار تابع هدف تقریباً ۸/۳٪ افزایش و تعداد روزهای کاری به ۷۶ روز کاهش پیدا می‌کند. این در حالی است که تعداد روزهای پروژه براساس دیگر عوامل مؤثر در ساخت و ساز نمی‌تواند کمتر از ۸۰ روز باشد. یعنی در صورت استفاده از ۵ بالابر یا بیشتر، تعداد روزهای کاری عملاً همان ۸۰ روز است و هزینه‌ی اجاره‌ی بالابرها (۵ بالابر یا بیشتر) باید تا ۸۰ روز به‌طورکامل پرداخت شود. تعداد بالابرهای موردنیاز در فرآیند بهینه‌سازی، یک ویژگی مهم و کاربردی برای مدل پیشنهادی به‌حساب می‌آید.

هزینه‌ی نصب و اجاره‌ی بالابرها، یکی از عوامل تأثیرگذار مهم در تعیین تعداد و محل بهینه‌ی نصب بالابرهاست. درصورتی که هزینه‌ی نصب و اجاره از تابع هدف حذف شود، مدل پیشنهادی براساس هزینه‌ی کاری، جابجایی افقی، و تفاوت‌های ایمنی مکان‌های نصب تصمیم‌گیری می‌کند. نتایج این حالت در جدول ۸ گزارش شده است؛ که مطابق آن، درصورت نادیده‌گرفتن هزینه‌ی نصب و اجاره‌ی بالابرها در فرآیند بهینه‌سازی، تعداد بالابرهای نصب‌شده به ۳ عدد افزایش پیدا می‌کند. این حالت می‌تواند منجر به افزایش حدود ۳۳/۸ درصدی مقدار تابع هدف و افزایش حدود ۲/۹ درصدی تعداد روزهای کاری در مقایسه با جواب بهینه شود؛ که نشان می‌دهد درنظرگرفتن هزینه‌ی نصب و اجاره‌ی بالابرها می‌تواند در فرآیند بهینه‌سازی، تأثیر مهمی در هزینه‌ها و تعداد روزهای کاری پروژه داشته باشد.

نمودار همگرایی مدل پیشنهادی در شکل ۴ مشاهده می‌شود؛ که مطابق آن، مدل پیشنهادی در مدت زمان کوتاه ۱۵ ثانیه توانسته است جواب بهینه را برای نمونه‌ی مطالعاتی به‌دست آورد. حل مدل پیشنهادی در مدت زمان کوتاه می‌تواند تصمیم‌گیری برای دست‌اندرکاران ساخت و ساز را سریع‌تر کند. علاوه‌بر این، همگرایی سریع مدل پیشنهادی در بررسی سناریوهای مختلف مانند جدول‌های ۴ و ۷ می‌تواند حائز اهمیت باشد. درنتیجه، تأثیرگذارترین



شکل ۴. نمودار همگرایی جواب مدل.

پارامتر در تابع هدف، هزینه‌ی نصب و اجاره‌ی بالابرهاست. پس از آن عدم بهینه‌سازی تعداد بالابرها باعث افزایش غیرمنطقی هزینه‌ها خواهد شد.

۷. نتیجه‌گیری و پیشنهادها

در پژوهش حاضر، یک مدل عدد صحیح خطی برای مسئله‌ی مکان‌یابی بالابر و تعیین تعداد آن در محیط ساخت و ساز ارائه شده است. این موضوع از مسائل مهم در چیدمان سایت‌های ساختمانی هستند، که تأثیر مستقیم در هزینه‌های کارگاهی، ایمنی سایت، و همچنین بازدهی نیروهای انسانی و تجهیزات خواهد داشت. با وجود اهمیت موضوع، در پژوهش‌های پیشین به مبحث اخیر پرداخته نشده است. لذا، مدل پیشنهادی به‌عنوان نخستین پژوهش انجام‌گرفته در این زمینه، علاوه‌بر مکان‌یابی، تعداد بالابرهای موردنیاز و همچنین تعداد روزهای کاری پروژه را در فرآیند بهینه‌سازی تعیین می‌کند. در چیدمان بهینه به هزینه‌ی نصب، اجاره، هزینه‌ی جابجایی، سهولت نصب و تعمیر و نگهداری، و مباحث ایمنی توجه شده است.

کارایی روش پیشنهادی در یک پروژه‌ی ساختمان‌سازی ۲۰ طبقه در مشهد بررسی و آزمایش شده است. نتایج نشان می‌دهند که مدل پیشنهادی می‌تواند چیدمان‌های مختلفی را با ایمنی و سهولت دسترسی متفاوت در اختیار کاربران قرار دهد. همچنین، انتخاب تعداد بالابرها خارج از فرآیند بهینه‌سازی می‌تواند تعداد روزهای کاری را بیش از ۲ برابر کند و هزینه‌های پروژه را ۸/۳٪ افزایش دهد. افزون بر این، در صورت نادیده‌گرفتن هزینه‌ی نصب و اجاره‌ی بالابر، تعداد روزهای کاری ۲/۹٪ و هزینه‌های مرتبط ۳۳/۸٪ افزایش می‌یابد. به‌طور کلی مدل پیشنهادی تلاش می‌کند از طریق تعیین مکان و تعداد بالابرهای موردنیاز و همچنین توزیع متوازن فعالیت‌های بالابری بین بالابرهای نصب‌شده، هزینه‌های پروژه و مخاطرات ایمنی را به میزان کمینه برساند. به‌علت نوپابودن پژوهش‌ها در زمینه‌ی بالابری، خصوصاً تعیین تعداد و محل نصب بالابرها، زمینه‌ی مذکور پتانسیل بالایی برای انجام پژوهش‌های بیشتر دارد. از جمله پژوهش‌های بالقوه می‌توان به این موارد اشاره کرد:

۱. روش‌های نوین در جمع‌آوری داده‌ها.
۲. درنظرگرفتن عدم قطعیت داده‌های ورودی مسئله در مدل‌سازی.
۳. ارائه‌ی روش‌هایی برای تسهیل فرایند بالابری.
۴. بهینه‌سازی هم‌زمان محل نصب بالابرها و محل دپوی مصالح.
۵. مدل‌سازی هم‌زمان فعالیت بالابری و جرثقیل‌ها جهت توزین متناسب فعالیت‌ها بین تجهیزات استفاده‌شده‌ی کارگاه.

منابع (References)

1. Huang, C., Wong, C. K. and Tam, C. M., 2010. Optimization of material hoisting operations and storage locations in multi-story building construction by mixed-integer programming. *J. of Autom. Constr. 19*, pp.656–663. doi: 10.1016/j.autcon.2010.02.005.
2. Bamunuarachchi, D. T. and Ranasinghe, D. N., 2015. Elevator group optimization in a smart building. *In 2015 IEEE 10th Int. Conf. Ind. Inf. Syst. ICIIS 2015 - Conf. Proc., 71–76.* doi:10.1109/ICIINFS.2015.7398988.
3. Jung, M., Park, M., Lee, H.-S. and Chi, S., 2017. Agent-based lift system simulation model for high-rise building construction projects. *J. of Comput. Civ. Eng., 31*, 1–10. doi: 10.1061/(asce)cp.1943-5487.0000707.
4. Kamleh, M., 2014. Improving hoist performance during the up-peak of tall building construction.
5. Lin, X., Han, Y., Guo, H., Luo, Z. and Guo, Z., 2023. Lift path planning for tower cranes based on environmental point clouds. *J. of Autom. Constr. 155, 105046.* doi: 10.1016/j.autcon.2023.105046.
6. Al-Hussein, M., Athar Niaz, M., Yu, H. and Kim, H., 2006. Integrating 3D visualization and simulation for tower crane operations on construction sites. *J. of Autom. Constr. 15*, pp. 554-563. doi: 10.1016/j.autcon.2005.07.007.
7. Safouhi, H., Mouattamid, M., Hermann, U. and Hendi, A., 2011. An algorithm for the calculation of feasible mobile crane position areas. *J. of Autom. Constr. 20*, pp. 360–367. doi: 10.1016/j.autcon.2010.11.006.
8. Han, S. H., Hasan, S., Bouferguène, A., Al-Hussein, M. and Kosa, J., 2015. Utilization of 3D visualization of mobile crane operations for modular construction on-site assembly. *J. of Manag. Eng. 31*, pp. 1–9. doi: 10.1061/(asce)me.1943-5479.0000317.
9. Zhang, Z. and Pan, W., 2021. Multi-criteria decision analysis for tower crane layout planning in high-rise modular integrated construction. *J. of Autom. Constr. 127*, 103709. doi: 10.1016/j.autcon.2021.103709.
10. Ji, Y. and Leite, F., 2020. Optimized planning approach for multiple tower cranes and material supply points using mixed-integer programming. *J. of Constr. Eng. Manag. 146*, doi:

10.1061/(asce)co.1943-7862.0001781.

11. Zhang, P., Harris, F. C. and Olomolaiye, P. O., 1996. A computer-based model for optimizing the location of a single tower crane: Authors claim 20-40% of hook horizontal traveling time can be saved if located at the position recommended by the model. *J. of Build. Res. Inf. 24,* pp. 101-109. doi: 10.1080/09613219608727511.
12. Tam, C. M., Tong, T. K. L. and Chan, W. K. W., 2001. Genetic algorithm for optimizing supply locations around tower crane. *J. of Constr. Eng. Manag. 127,* pp. 315-322. doi: 10.1061/(asce)0733-9364(2001)127:4(315).
13. Huang, C., Wong, C. K. and Tam, C. M., 2011. Optimization of tower crane and material supply locations in a high-rise building site by mixed-integer linear programming. *J. of Autom. Constr. 20,* pp. 571–580. doi: 10.1016/j.autcon.2010.11.023.
14. Lien, L. C. and Cheng, M. Y., 2014. Particle bee algorithm for tower crane layout with material quantity supply and demand optimization. *J. of Autom. Constr. 45,* pp. 25–32. doi: 10.1016/j.autcon.2014.05.002.
15. Riga, K., Jahr, K., Thielen, C. and Borrmann, A., 2020. Mixed integer programming for dynamic tower crane and storage area optimization on construction sites. *J. of Autom. Constr. 120,* 103259. doi: 10.1016/j.autcon.2020.103259.
16. Dienstknecht, M., 2023. A branch and bound approach for the tower crane selection and positioning problem with respect to mutual interference. *4or* 21, pp. 105–123. doi: 10.1007/s10288-022-00503-7.
17. Zavichi, A. and Behzadan, A. H., 2011. A real-time decision support system for enhanced crane operations in construction and manufacturing. *In Congress on Computing in Civil Engineering, Proceedings.* doi: 10.1061/41182(416)72.
18. Zavichi, A., Madani, K., Xanthopoulos, P. and Oloufa, A. A., 2014. Enhanced crane operations in construction using service request optimization. *J. of Autom. Constr. 45,* pp. 25–32. doi: 10.1016/j.autcon.2014.07.011.
19. Monghasemi, S., Nikoo, M. R. and Adamowski, J., 2016. Sequential ordering of crane service requests considering the pending times of the requests: an approach based on game theory and optimization techniques. *J. of Autom. Constr. 45,* pp. 25–32. doi: 10.1016/j.autcon.2016.06.006.
20. Al Hattab, M., Zankoul, E. and Hamzeh, F. R., 2017. Near-real-time optimization of overlapping tower crane operations: a model and case study. *J. of Comput. Civ. Eng. 31,* pp. 1–9. doi: 10.1061/(asce)cp.1943-5487.0000666.
21. Al Hattab, M., Zankoul, E., Barakat, M. and Hamzeh, F., 2018. Crane overlap and operational flexibility: balancing utilization, duration, and safety. *J. of Constr. Innov. 18,* pp. 1-15. doi: 10.1108/CI-11-2016-0062.
22. Tarhini, H., Maddah, B. and Hamzeh, F., 2021. The traveling salesman puts-on a hard hat – tower crane scheduling in construction projects. *J. of Eur. J. Oper. Res. 291,* pp. 1-12. doi: 10.1016/j.ejor.2020.10.029.
23. Tam, C. M. and Tong, T. K. L., 2003. GA-ANN model for optimizing the locations of tower crane and supply points for high-rise public housing construction. *J. of Constr. Manag. Econ. 21,* pp. 257–266. doi: 10.1080/0144619032000049665.
24. Moussavi Nadoushani, Z. S., Hammad, A. W. A. and Akbarnezhad, A., 2017. Location optimization of tower crane and allocation of material supply points in a construction site considering operating and rental costs. *J. of Constr. Eng. Manag. 143,* pp. 1–13. doi: 10.1061/(asce)co.1943-7862.0001215.
25. Huang, C. and Wong, C. K., 2018. Optimization of crane setup location and servicing schedule for urgent material requests with non-homogeneous and non-fixed material supply. *J. of Autom. Constr. 89,* pp. 183–198. doi: 10.1016/j.autcon.2018.01.015.
26. Zhang, P., Harris, F. C., Olomolaiye, P. O. and Holt, G. D., 1999. Location optimization for a group of tower cranes. *J. of Constr. Eng. Manag. 125,* pp. 115-123. doi: 10.1061/(asce)0733-9364(1999)125:2(115).
27. Wang, J. et al., 2015. A BIM-based approach for automated tower crane layout planning. *J. of Autom. Constr. 59,* pp. 168–178. doi: 10.1016/j.autcon.2015.05.006.
28. Tork, A., 2013. A real-time crane service scheduling decision support system (CSS-DSS) for construction tower crane. (Ph.D. thesis, *College of engineering and computer science, university of central florida*).
29. Yeo, K. T. and Ning, J. H., 2006. Managing uncertainty in major equipment procurement in engineering projects. *J. of Eur. J. Oper. Res. 171,* pp. 123-134. doi: 10.1016/j.ejor.2004.06.036.
30. Yeoh, J. K. W. and Chua, D. K. H., 2017. Optimizing crane selection and location for multistage construction using a four-dimensional set cover approach. *J. of Constr. Eng. Manag. 143,* pp. 1-12. doi: 10.1061/(asce)co.1943-7862.0001318.
31. Marzouk, M. and Abubakr, A., 2016. Decision support for tower crane selection with building information models and genetic algorithms. *J. of Autom. Constr. 61,* pp. 1–15. doi: 10.1016/j.autcon.2015.09.008.
32. Wu, K., García de Soto, B. and Zhang, F., 2020. Spatio-temporal panning for tower cranes in

construction projects with simulated annealing. *J. of Autom. Constr. 111,* 103060. doi: 10.1016/j.autcon.2019.103060.

33. Sugimoto, Y., Seki, H., Samo, T. and Nakamitsu, N., 2016. 4D CAD-based evaluation system for crane deployment plans in construction of nuclear power plants. *J. of Autom. Constr. 68,* pp. 1-10. doi: 10.1016/j.autcon.2016.04.004.
34. Chang, Y. C., Hung, W. H. and Kang, S. C., 2012. A fast path planning method for single and dual crane erections. *J. of Autom. Constr. 22,* pp. 1-12. doi: 10.1016/j.autcon.2011.11.006
35. Kang, S. C. and Miranda, E., 2006. Planning and visualization for automated robotic crane erection processes in construction. *J. of Autom. Constr. 15,* pp. 398-408. doi: 10.1016/j.autcon.2005.06.008.
36. Ali, G. M. et al., 2021. Decision support for hydraulic crane stabilization using combined loading and crane mat strength analysis. *J. of Autom. Constr. 125,* 103884. doi: 10.1016/j.autcon.2021.103884.
37. Gharaie, E., Lingard, H. and Cooke, T., 2015. Causes of fatal accidents Involving Cranes in the Australian construction industry. *J. of Constr. Econ. Build. 15,* pp. 1-12. doi: 10.5130/AJCEB.v15i2.4244.
38. Shin, Y., Cho, H. and Kang, K. I., 2011. Simulation model incorporating genetic algorithms for optimal temporary hoist planning in high-rise building construction. *J. of Autom. Constr. 20,* pp. 550–558. doi: 10.1016/j.autcon.2010.11.021.
39. Jung, M. et al., 2017. Construction worker hoisting simulation for sky-lobby lifting system. *J. of Autom. Constr. 73,* pp. 166–174. doi: 10.1016/j.autcon.2016.10.002.
40. Jalali Yazdi, A., Forsythe, P., Ahmadian Fard Fini, A. and Maghrebi, M., 2019. Optimization of flexible lift processes on high-rise building construction sites. *J. of Autom. Constr. 107,* 102939. doi: 10.1016/j.autcon.2019.102939.
41. Jalali Yazdi, A., Maghrebi, M. and Bolouri Bazaz, J., 2018. Mathematical model to optimally solve the lift planning problem in high-rise construction projects. *J. of Autom. Constr. 92,* pp. 120–132. doi: 10.1016/j.autcon.2018.03.029.
42. Beamurgia, M., Basagoiti, R., Rodríguez, I. and Rodriguez, V., 2016. A modified genetic algorithm applied to the elevator dispatching problem. *J. of Soft Comput. 20,* pp. 3595–3609. doi: 10.1007/s00500-015-1718-1.
43. Ruokokoski, M., Ehtamo, H. and Pardalos, P. M., 2015. Elevator Dispatching Problem: A mixed integer linear programming formulation and polyhedral results. *J. of Comb. Optim. 29,* pp. 750–780. doi: 10.1007/s10878-013-9620-1.
44. Tai, J., Yang, S. and Tan, H., 2008. Dispatching approach optimization of elevator group control system with destination floor guidance using fuzzy neural network. Proc. *In World Congr. Intell. Control Autom. 7,* pp. 7085–7088. doi: 10.1109/WCICA.2008.4594016.
45. Utgoff, P. E. and Connell, M. E., 2012. Real-time combinatorial optimization for elevator group dispatching. *J. of IEEE Trans. Syst. Man, Cybern. Part A Syst. Humans 42,* pp. 130–146. doi: 10.1109/TSMCA.2011.2157134.
46. Tang, H. Y., Bao, D., Qi, W. G. and Zhang, Y. M., 2008. Optimization of elevator group control scheduling with multi-strategy switch. *In Proc. 7th Int. Conf. Mach. Learn. Cybern. ICMLC 4,* pp. 2067–2072. doi: 10.1109/ICMLC.2008.4620746.

راهنمای نگارش مقالات مجله‌ی علمی و پژوهشی

شریف

مجله‌ی علمی و پژوهشی «شریف»، از انتشارات دانشگاه صنعتی شریف است که هدف آن فراهم آوردن بستری مناسب برای تبادل اطلاعات در زمینه‌ی پژوهش‌های علمی، فنی و تخصصی در میان استادان و دانشمندان و اعتلای سطح دانش نظری و علمی آنان و نیز تهیه‌ی مجموعه‌یی مفید است. چاپ مقالات در مجله‌ی شریف منوط به دارا بودن یکی از ویژگی‌های زیر است:

۱. مقالاتی که حاوی مطالب بدیع در زمینه‌های علمی و فنی بوده و در مجله‌ی دیگری به چاپ نرسیده باشند؛ مقاله‌های ارائه شده در کنفرانس، از این امر مستثنی هستند و مانند سایر مقالات، ارزیابی شده و در صورت تایید به چاپ می‌رسند.

۲. مقالات مبتنی بر تحقیقات نظری و علمی پیشرفته، دارای یکی از مشخصات زیر:

۱.۲. با نقد و بررسی در موضوعات فنی و مهندسی، به طرح نظرهای جدیدی پرداخته و به نتایج تازه‌یی دست یافته باشند.

۲.۲. به اختصار و در زمینه‌های فنی، صنعتی و پژوهشی تدوین شده باشند.

۳.۲. پژوهش، تلخیص و استنتاج از برخی آثار برجسته‌ی علمی و فنی باشند.

* **مشخصات مقالات ارسالی:**

مقاله به‌صورت دوستونی (طول سطر ۸/۵ سانت) در قالب نرم افزار Word با قلم نازنین پوینت ۱۲ با فاصله سطر مناسب (تمامی معادلات، علائم ریاضی، رابطه‌ها الزاما فقط در محیط Mathtype ارائه شود) و منضم به نامه معرفی مقاله از سوی استاد راهنما به نشانی سایت مجله http://journal.sharif.ir به دفتر مجله ارسال شود.

* ضمن معرفی نویسنده مسؤول مقاله، نشانی پست الکترونیکی کلیه نویسندگان قید شود.

* صفحه عنوان شامل: عنوان مقاله، اسامی نویسندگان و ذکر نویسنده مسئول، درج آخرین درجه علمی کلیه نویسندگان، نشانی پست الکترونیکی ایشان، چکیده فارسی بین ۱۳۰ تا ۱۵۰ کلمه، چکیده انگلیسی در حد یک صفحه A4 کامل (قلم Times فونت ۱۲) و کلمات کلیدی فارسی و انگلیسی ارائه شود.

* سایر اجزای اصلی مقاله، نظیر مقدمه، عناوین بخش‌های اصلی و زیربخش‌ها، نتیجه‌گیری به صورت شماره بندی و کاملاً مشخص باشد، حجم مقاله نیز بین ۷ - ۱۵ صفحه ــ با احتساب شکل و نمودار ــ باشد.

* کلیه‌ی عبارات، اصطلاحات و اعداد و ارقام در جداول، نمودارها و شکل‌ها باید به فارسی باشد و موضوع جداول در بالای آنها و موضوع شکل‌ها و نمودارها در زیر آنها درج شود.

نکته: از آنجا که مطالب مجله در ستون‌های ۸/۵ سانتی‌متری آراسته می‌شوند، لازم است اصل (اورژینال) شکل و نمودار در عرض ۸ یا ۱۶ سانتی‌متر با ضخامت کادر ۸px و خط نمودار px ۶ تهیه شوند. پذیرش اصل شکل‌ها و نمودارها فقط در محیط فتوشاپ با Resolution 600 با پسوند JPG یا Tif امکان‌پذیر است.

* از به کار بردن کلمات و اصطلاحات لاتین که دارای معادل متداول فارسی می‌باشند، اجتناب شود. در صورت ضرورت استفاده از واژه‌ی لاتین، معادل انگلیسی آن نیز داده شود.

یادآوری مهم و ضروری: با توجه به یکسان سازی شکل‌های کلیه مقالات در محیط فتوشاپ، لازم است **اعداد** تصاویری که دارای راهنمای رنگی و کانتور (فشار، سرعت، تنش و...) هستند، با **فرمت جنرال (عدد معمولی)** ارائه شود (**طبق شکل های نمونه**) و از آوردن **اعداد** به صورت نماد علمی و سایر نمادها جدا خودداری شود.

* کلیه‌ی منابع مورد استفاده، شماره‌بندی (از شماره یک و به‌طور مسلسل) و در متن مقاله در داخل کروشه [ ] مشخص شود. در بخش مراجع کلیه منابع مورد استفاده به زبان انگلیسی ارائه شود. باتوجه به مثال‌های زیر نوشته شوند. (مراجع فارسی نیز به انگلیسی ترجمه شده و در انتها واژه‌ی (In Persian) داخل پرانتز قید شده و سال آنها نیز به میلادی برگردان شوند).

Examples:

Journals:

Mirghafoori, S.H., Sadeghi Arani, Z. and Jafarnejad, A. "Forcasting success of commercialization of innovative ideas using artificial neural networks; the case of inventors and innovations in Yazd province", *Journal of Science and Technology Policy*, **4**(1), pp. 63-76 (In Persian) (2011).

Journals:

Johnson, W. and Mamalis, A.G. "The preforation of circular plat with four sided pyramidally - headed square-section punches", *Int. J. of Mech. Sci.*, 20 (3), pp.801-820 (1990).

Books:

Hindmarsh, J. "The electrical-circuit viewpoint", *In Electrical Machines and their Applications*, P. Hammond, Ed., 4th Edn., pp. 57-130, Pergamon Press, Oxford, UK (1975).

Proceedings and reports:

Walker, L.K. and Morgan, J.R. "Field performance of firm silty clay", *9th Int. Conf. on Soil Mech. And Found. Engrg.*, 1, Tokyo, Japan, pp.341-346 (1977).

Barksdale, R.D. and Bachus, R.C. "Design and construction of stone columns", Report SCEGIT 83-10, Georgia Inst. of Tech., Atlanta, GA, submitted to Fed. Highway Admin (1983).

Bhandari, R.K.M. "Behavior of tank founded on soil reinforced with stone columns", *VIII European Conf. on Soil Mech. and Found. Engrg.*, Helsinki (1983).

• Received 15 November 2023; received in revised form 6 January 2024; accepted 26 February 2024.

Abstract

Vertical transportation technology is essential for constructing tall and medium-rise buildings. Although lifts are a functional component of buildings, their vital nature depends on the continuous and uninterrupted use of lifts in each tall building. Therefore, using lifts for vertical transportation of materials and human resources has gained greater importance. Extensive research has been conducted on reducing lift travel time between floors, optimizing lift systems design, optimizing lift movement paths, determining the sequence of floor travel, managing lift energy consumption, and floor zoning. However, the optimization of lift installation locations and quantities has not been examined so far. The use of lifts in construction projects incurs multiple costs, including rental or purchase costs, energy consumption during vertical transportation of materials, and operator salaries. One of the main solutions to reduce these costs is to minimize the duration of lift usage, which, by delivering the required materials on time, can also reduce the project's execution time. The installation costs of lifts may also vary at different candidate points due to factors such as weight and dimensional capacity, electricity consumption, the number of visits for monthly or annual maintenance and repair, and lift operator salaries. Additionally, some candidate points may have advantages over other points in terms of the amount of horizontal movement of materials on building floors. These distinctive features present challenges in selecting the optimal installation point. In this article, an integer linear programming model has been proposed to determine the optimal number and location of lift installations. The number of lifts used can affect the number of project working days, and as a result, the optimization is performed simultaneously for the number of working days and the number of lifts. The goal of this optimization model is to minimize the duration of lift usage and the associated costs. Additionally, using this model, the number of project working days is obtained with a balanced distribution of lift activities. The effectiveness of the proposed model was tested in a case study to evaluate its effectiveness. The case study involved a 20-story building located in the city of Mashhad, which requires determining the number and location of lifts during the workshop preparation phase. Using this model can lead to cost reduction and a decrease in the number of project working days.

Key Words: Construction lift, high-rise construction, optimization, linear programming, positioning.

tio of longitudinal beam height to column width h_{lb}/C is less than 1.5.

Key Words: Finite element analysis, strong beam-weak column failure mode, beam height to column width.

ASSESSING LONG-TERM (3-YEAR) MECHANICAL PROPERTIES OF RECYCLED AGGREGATE CONCRETE CONTAINING ZEOLITE AND SILICA FUME

M. Aghili Lotf
m.aghili@ut.ac.ir
A.M. Ramezanianpoor(corresponding author)
ramezanian@ut.ac.ir
M.Y. Chamani
m.yaser.chamani@ut.ac.ir
Faculty of Civil Engineering
College of Engineering
University of Tehran, Tehran, Iran
DOI:10.24200/J30.2023.62511.3250

Sharif Civil Engineering Journal
Volume 40, Issue 3, Page 164-175, Research Note

© Sharif University of Technology

- Received 3 September 2023; received in revised form 17 October 2023; accepted 5 November 2023.

Abstract

Using recycled concrete aggregate as a sustainable solution has been the subject of much research in recent years. The use of recycled aggregate has led to a reduction in the quality of concrete, according to various studies. A promising approach to enhance the concrete properties of recycled aggregate concrete involves the use of pozzolans as supplementary cementitious materials. In this study, cement was replaced by silica fume in 8% of the specimens, while in other specimens, cement was replaced by zeolite in 15%. Natural aggregate was substituted with recycled concrete aggregate in varying proportions of 30%, 50%, and 100%. Subsequently, various mechanical and durability tests were conducted to evaluate the properties of each specimen. Compressive and tensile tests were carried out to assess the mechanical properties of the specimens. The tests revealed that specimens containing recycled aggregate exhibited inferior properties compared to natural aggregate concrete. Over the long term (3 years), the specimens containing recycled aggregate also displayed lower compressive strength. Specimens containing silica fume demonstrated higher compressive strength in the short term when used with natural aggregate concrete but showed similar performance over the 3-year period. In specimens containing recycled aggregate, silica fume had a more pronounced effect, leading to higher compressive strength in the short term but similar or reduced strength over the 3-year period. A similar trend to that observed in compressive strength was found in splitting tensile strength. As the percentage of recycled aggregate replacement increased, tensile strength decreased. The use of silica fume increased splitting tensile strength, even over the 3-year period. On the other hand, using zeolite did not result in a significant change, and specimens exhibited similar or reduced compressive strength over the 3-year period. In general, it can be inferred that the use of supplementary cementitious materials can enhance mechanical properties in the short term. However, durability tests, including water penetration depth and water absorption percentage, demonstrated almost the opposite trend. This suggests that the use of supplementary cementitious materials generally has a negative impact on concrete properties in the long term.

Key Words: Recycled concrete aggregate, zeolite, silica fume, recycled aggregate concrete, long-term properties.

DETERMINING THE LOCATION AND OPTIMAL NUMBER OF BUILDING LIFTS IN HIGH-RISE CONSTRUCTION PROJECTS USING A LINEAR INTEGER MATHEMATICAL MODEL

M. Jawaheri
mohadese.jawaheri@mail.um.ac.ir
Faculty of Civil Engineering
Ferdowsi University, Mashhad
M. Ahmadnia
ahmadnia.mahdi@mail.um.ac.ir
Faculty of Applied Mathematics
Ferdowsi University, Mashhad
M. Maghrebi (corresponding author)
mojtabamaghrebi@um.ac.ir
Faculty of Civil Engineering
Ferdowsi University, Mashhad
R. Ghanbari
rghanbari@um.ac.ir
Faculty of Applied Mathematics
Ferdowsi University, Mashhad
DOI: 10.24200/j30.2024.63426.3274

Sharif Civil Engineering Journal
Volume 40, Issue 3, Page 176-188, Research Note

© Sharif University of Technology

M. Ali
mahmoud.ali@ut.ac.ir
School of Civil Engineering
College of Engineering
University of Tehran
DOI: 10.24200/j30.2024.63404.3271

Sharif Civil Engineering Journal
Volume 40, Issue 3, Page 138-152, Original Article

© Sharif University of Technology

- Received 5 November 2023; received in revised form 17 November 2023; accepted 18 December 2023.

Abstract

Base plate connections are one of the most important connections in steel structures. Besides the moment capacity of the connection, the rotational stiffness is an equally critical property that is frequently used in design. Because of the low rotational stiffness of the column base-plate, column base-plate connections do not have enough rigidity to create perfect plastic hinges. Therefore, concentrically-welded anchor rods were used under the column base plate to transfer loads properly. In this paper, four different weld types were used to connect the anchor rods to the bottom of the base plate. In this new connection, the eccentricity between anchor rods and the steel column is removed to improve the strength and stiffness of the base plate connections. The aim of this paper is to design four different weld types according to the specifications of welding standards. Five laboratory samples with different anchor rod strengths were tested to evaluate strength and ductility of each weld type under tensile loading. Anchor rods were the weakest member in transferring tensile load in each sample and expected to fail at the end of the test. Digital Image Correlation (DIC) method was used to provide force-displacement diagram and full field strain information of each laboratory sample. DIC is a non-contact and non-destructive technique in which digital images of the point of interest (POI) of a test specimen are captured continuously using a high-resolution camera all through the test. Fortunately, experimental results were similar to DIC results. Brittle failure was observed in the samples with high strength anchor rods at the softened heat affected zone (HAZ) in the anchor rods. As a result, all the anchor rods in each laboratory sample fractured at a tensile strength higher than yield strength of the anchor rod. Therefore, to prevent the failure of anchor rods in softened HAZ area, it is recommended to design the anchor rods of the column base connections to remain elastic under cyclic loads. It was also concluded that the fillet weld had a better performance in terms of executive and economy compared to the other welds.

Key Words: Base plate connection, T-shape connection, component method, groove weld, fillet weld, anchor rod, DIC.

INFLUENCE OF BEAM HEIGHT-COLUMN WIDTH RATIO ON SEISMIC BEHAVIOR OF RC MOMENT RESISTING FRAMES

A. Khalili
khalili@iiees.ac.ir
F. Nateghi-Alahi(corresponding author)
nateghi@iiees.ac.ir
Structural Research Center
International Institute of Earthquake Engineering and Seismology
DOI: 10.24200/j30.2024.63024.3269

Sharif Civil Engineering Journal
Volume 40, Issue 3, Page 153-163, Original Article

© Sharif University of Technology

- Received 17 October 2023; received in revised form 5 February 2024; accepted 17 February 2024.

Abstract

Most reputable international design codes have included provisions for achieving ductile behavior and avoiding brittle and hazardous behavior in reinforced concrete frames. These provisions aim to achieve the concept of the weak beam-strong column, where plastic hinges during an earthquake occur first in the beams. Analysis of frequent and repetitive failures in strong earthquakes in recent decades of reinforced concrete structures shows that the strong beam-weak column failure mode typically leads to severe damage in these structures. The frequent occurrence of this failure mode can be attributed to two main factors. Firstly, stiffer beams are often used against more flexible columns due to the absence of seismic provisions that limit the relation between beam height and column width, which results in column severe damage to the columns and, finally, collapse of them. Secondly, the effect of the cast-in-situ slab in increasing the negative flexural strength of the beam is often underestimated or ignored, leading to the flexural strength of the columns being less than that of the beams. A series of computational models were created and analyzed in a parametric study to assess the impact of the ratio of beam height to column width on the seismic performance of MRFs. Before that, the FEA performance was validated by comparing its results with experimental data. The findings emphasize the urgent need for a new seismic provision that limits the beam height to column width ratio to a maximum of 1.25. Also, it is indicated that the values of effective slab width obtained from the provisions of ACI and EC8 are insufficient to ensure the implementation of the weak beam-strong column design methodology. Findings demonstrate that the value of effective slab width is minimally impacted by the beam height when the ra-

loads to estimate modal parameters. OMA is a non-destructive testing method that can be used on structures in their operating environment. This makes it a valuable tool for health monitoring and damage detection of buildings, bridges, wind turbines, and stadiums. One of the challenges of OMA is that its methods rely on the user's judgment to separate physical modes from spurious modes and to distinguish between real modes of the structure. Spurious modes are not caused by the actual structure but by noise or other environmental factors. Real modes are caused by the structure itself. In recent years, there has been extensive research on automating OMA methods for modal parameter estimation. Most of these studies have attempted to minimize the need for user intervention in modal parameter calculation by using machine learning techniques. Machine learning techniques can be used to identify physical modes automatically and to distinguish between real modes of the structure. This research uses the Stochastic Subspace Identification (SSI) method for OMA. The DBSCAN clustering method is used to separate physical modes from spurious modes. Finally, the hierarchical clustering method is used to distinguish between real modes of the structure. The proposed algorithm was implemented on a 6-degree-of-freedom structure and a real bridge. The results show that the proposed method has a higher power to separate physical modes from spurious modes than previous methods.

Key Words: Automatic operational modal analysis, machine learning, clustering, structural health monitoring.

NUMERICAL MODELING OF SWASH ZONE MORPHOLOGICAL PROCESSES IN COARSE-GRAINED BEACHES WITH XBEACH OPEN-SOURCE MODEL

S. Maleki Taghiabad
sepehr.maleki@shahroodut.ac.ir
M. Adjami(corresponding author)
adjami@shahroodut.ac.ir
A. Ahmadi
m.ahmadi@shahroodut.ac.ir
Faculty of Civil Engineering
Shahrood University of Technology
DOI: 10.24200/j30.2024.63280.3266

Sharif Civil Engineering Journal
Volume 40, Issue 3, Page 117-137, Original Article

© Sharif University of Technology

- Received 6 October 2023; received in revised form 13 December 2023; accepted 6 January 2024.

Abstract

The swash zone and its processes are significant in a beach system due to their considerable effects on beach hydrodynamics, morphodynamics, and ecosystems, including beach flows, aquifers, and sediment transport. Developing efficient numerical models to evaluate hydrodynamic-morphodynamic processes is essential, particularly in the swash zone. XBeach is a numerical model for beach simulations. In this regard, research gaps in this field have been considered in assessing the performance of the XBeach model based on the SB and NH modules, comparing the results of morphological process simulations, and sensitivity analysis of the results under different coastal conditions. Based on this, this research is dedicated to modeling three different laboratory models with varying hydrodynamic- morphodynamic conditions to evaluate the XBeach model's performance in simulating coarse-grained beaches' morphological processes. After calibrating and sensitivity testing the models, the results are extracted and compared with laboratory models in the numerical modeling process. The results of this research indicate that the XBeach model has an acceptable performance in modeling hydrodynamic and morphodynamic processes in the Swash region, and simulation with the NH module performs better compared to the SB module (with a reduction in modeling error of over in various models). Additionally, the results show that phase errors during water infiltration/percolation into the aquifer in XBeach lead to the expansion of numerical modeling errors in calculating changes in the seabed profile and aquifer water level.

Key Words: Swash zone, numerical modeling, beach hydrodynamics, XBeach model, gravel beaches.

EXPERIMENTAL INVESTIGATION OF THE BEHAVIOR OF COLUMN BASE CONNECTIONS WITH CONCENTRICALLY WELDED ANCHOR RODS USING DIGITAL IMAGE CORRELATION METHOD

I. Karami
imankarami@ut.ac.ir
R. Mirghaderi
rmirghaderi@ut.ac.ir
A.R. Ghiami Azad (corresponding author)
rghiami@ut.ac.ir

AN INVESTIGATION ON THE EFFECTIVE PARAMETERS OF LOOSE SANDS LIQUEFACTION POTENTIAL USING IMPROVED HYPERCUBE SAMPLING METHOD

S. Golmoghani Ebrahimi
saeed.golmoghany@srbiau.ac.ir
Dept. of Civil Engineering
Science and Research Branch
Islamic Azad University, Tehran, Iran
A. Noorzad(corresponding author)
a_noorzad@sbu.ac.ir
Faculty of Civil, Water and
Environmental Engineering
Shahid Beheshti University, Tehran, Iran
H. Javaheri Koupaei
h-javaheri@srbiau.ac.ir
Dept. of Civil Engineering
Science and Research Branch
Islamic Azad University, Tehran, Iran
DOI: 10.24200/j30.2024.63178.3260

Sharif Civil Engineering Journal
Volume 40, Issue 3, Page 93-104, Original Article
© Sharif University of Technology

- Received 22 September 2023; received in revised form 31 December 2023; accepted 3 January 2024.

Abstract

The occurrence of the liquefaction phenomenon in saturated loose sandy soils under seismic loads causes the soil particles to tend to decrease in volume. So, if drainage is not possible, the pore water pressure inside the soil increases, and in constant stress conditions, the effective stress between particles approaches zero. In this case, the soil particles have no shear resistance, and liquefaction occurs. Liquefaction is one of the important issues of concern in seismic geotechnical engineering, which involves many uncertainties in soil and earthquake parameters. The most common method to evaluate the potential of liquefaction is a deterministic method, which cannot consider the pertinent uncertainties. Soil properties are uncertain due to various sources of variability of soil deposit formation. Currently, there is a less reliable procedure to account for all pertinent uncertainties in predicting the occurrence of soil liquefaction phenomena when subjected to strong ground motion. In this research, liquefaction reliability analysis was performed by considering the soil and earthquake loading uncertainties using the latest modifications provided by Idris and Boulanger (2014) for the simplified method and using the improved hypercube sampling (IHS) method. Comparing the results of the IHS method with Monte Carlo simulation showed that the proposed method is reliable for liquefaction analysis. The analyses have been performed on well-documented historical cases. The Monte Carlo method has been accepted as the benchmark method in most studies based on liquefaction reliability analysis. Comparison of the Monte Carlo (MC) method and IHS results indicate that the IHS method is more accurate, reliable, and capable than MC for analyzing the reliability of liquefaction and can be used as a benchmark approach in future studies. The results show that the proposed approach is a favorable and useful tool for the reliability analysis of liquefaction potential estimations. Sensitivity analysis based on the coefficient of variation on a wide range of liquefaction and non-liquefaction case histories illustrates that the variability of soil parameters and earthquake loading can affect the probability of liquefaction. It is worth noting that different parameters may have the most effect on the probability of liquefaction depending on soil conditions.

Key Words: Liquefaction, uncertainty, loose sandy soil, reliability analysis, improved hypercube sampling.

THREE-STAGE AUTOMATIC OPERATIONAL MODAL ANALYSIS USING MATHEMATICAL MODE ELIMINATION BY DENSITY-BASED CLUSTERING METHOD

A. Salar Mehrabad
amir.salarmehr@gmail.com
A. Shooshtari(corresponding author)
ashoosht@um.ac.ir
Dept. of Civil Engineering
Ferdowsi University of Mashhad, Mashhad, Iran
DOI: 10.24200/j30.2024.63122.3258

Sharif Civil Engineering Journal
Volume 40, Issue 3, Page 105-116, Original Article
© Sharif University of Technology

- Received 14 October 2023; received in revised form 24 December 2023; accepted 8 January 2024.

Abstract

Estimating a structure's modal parameters is essential for various applications, including health monitoring, damage detection, design verification, and model updating. Modal parameters are a structure's natural frequencies, mode shapes, and damping ratios. They can be used to understand the structure's dynamic behavior and to identify any changes that may occur over time. Operational modal analysis (OMA) is a technique that uses the response of a structure to environmental

Abstract

Global warming and its following environmental problems have led to increased attention to the use of renewable energy sources in most countries worldwide, and wind energy has emerged as a significant contributor. The use of wind energy through offshore wind turbines is one of the clean energy harvesting methods that initially began in Europe. Due to their larger size and higher wind speeds, offshore wind turbines have gained popularity worldwide, including seismic areas such as the United States and Southeast Asia, especially China. These turbines are located in marine environments and are subject to cyclic loads caused by wind, waves, and ocean currents. Monopiles, cylindrical hollow piles with diameters ranging from 2 to 8 meters and lengths of approximately 60 meters, are widely used to install offshore wind turbines. The design regulations for these turbines often overlook influential factors such as soil-structure interaction and refer to seismic design guidelines for onshore turbines. In this research, the seismic performance of monopiles has been investigated by conducting six experiments using a shaking table in a 1g condition. The effects of driven length and monopile diameter were analyzed, along with the impact of the installation medium being either saturated or dry. Various parameters, including ground motion acceleration, displacement, and induced excess pore water pressure, were scrutinized in this study. The results indicate that the saturated environment weakens their seismic performance. Therefore, the seismic design considerations for monopiles, based on the existing guidelines for dry structures, are inadequate. Furthermore, increasing the monopile diameter by 57% causes a 24% increase in the acceleration of the superstructure, a 40% increase in the cumulative displacement, and a 30% decrease in the average maximum displacement of the cycles during loading. It was also observed that by increasing or decreasing the driven length by about 15% compared to the driven length of the base monopile, the acceleration value of the superstructure increases by more than 20%, and the cumulative displacement value decreases by about 60%. The average maximum displacement of the cycles decreases by 30%, with an increase of 33% in the driven length.

Key Words: Monopile, offshore wind turbine, physical modeling, seismic performance.

HEALTH MONITORING OF STRUCTURAL ELEMENTS USING CT-XRAY

S.S. Kamali
ss.kamali@stu.iiees.ac.ir
F. Natghi Elahi(corresponding author)
nateghi@iiees.ac.ir
Faculty of Research Institute of Structural Engineering
International Institute of Earthquake Engineering and Seismology
DOI:10.24200/j30.2023.63074.3254

Sharif Civil Engineering Journal
Volume 40, Issue 3, Page 84-92, Original Article

© Sharif University of Technology

- Received 7 September 22023; received in revised form 18 October 2023; accepted 11 November 2023.

Abstract

Structural health monitoring is becoming more reliable as technology advances. Many structures are in use throughout cities and environments that require constant attention due to fatigue of corrosion and environmental effects such as floods, earthquakes, or strong winds. This means that with the advent of new damage detection techniques, authorities can make sure that these vital structural elements, such as road signs or traffic lights and so on, are safe.

The important key to these techniques is that they must be simple and relatively inexpensive. Therefore, an attempt was made to use techniques in medical practice and adapt those to structural members.

In this article, the effectiveness of X-ray computed tomography in the inspection of urban structures and building structures is discussed. X-ray tomography is a non-destructive method based on X-ray absorption, widely used in the medical field. By using this method, it is possible to study and examine the internal structure of old structures to fix defects and maintain the safety of residents, as well as to maintain them as best as possible. For example, urban structures such as electric poles and traffic signs cause financial losses or even deaths due to natural hazards or wear and tear every year. One of the features of this method is its high accuracy and speed in checking the member. Considering the capabilities of this method, in this research, a baggage inspection device at the MehrAbad airport was used to examine a number of concrete and wooden samples to identify defects such as cracks, holes, or knots in wooden samples. The investigation results are directly related to the device's power and the duration of radiation used on the sample. According to the results, defects such as cracks in concrete or knots in wood can be observed.

Key Words: Non-destructive, X-ray, computed tomography, earthquake, destructive, structure, structural defects.

stable, and desorption sections. Based on these three different areas, with a selection of optimum enhancement patterns, one can align the direction of electro-osmosis flow with the ion migration phenomenon. Consequently, more uniform removal of heavy metals will be achieved, and the efficiency of the electrokinetics method will increase. Finally, it is shown that using a fundamental aspect of the surface potential of clays with the concept of different retention phases of a contaminant in the soil is an applicable and theoretical method for optimized contaminant removal from clayey soils.

Key Words: Heavy metal contaminant, zeta potential, clay, contaminant removal, electrokinetics.

A NEW STRONG GROUND MOTION MODEL FOR PREDICTING PEAK GROUND ACCELERATION (PGA), PSEUDO-ACCELERATION SPECTRA AND DISPLACEMENT SPECTRA IN IRAN

A. Hajipour
alirezahajipour.official@gmail.com
H. Moghadam(corresponding author)
hsnmoghaddam@yahoo.com
Dept. of Civil Engineering
Sharif University of Technology
DOI: 10.24200/J30.2023.63008.3251

Sharif Civil Engineering Journal
Volume 40, Issue 3, Page 47-72, Original Article

© Sharif University of Technology

- Received 2 October 2023; received in revised form 16 December 2023; accepted 18 December 2023.

Abstract

Due to the inelasticity of the ground and geometric expansion, seismic waves are reduced by moving away from the center of wave propagation, which is called the attenuation of seismic waves. Therefore, the ground motions that occur at the site of the structures are different from the ground motions that are emitted from the source. The upcoming study investigates the attenuation of seismic waves in the geographical area of Iran based on the accelerogram data of Iran.

In this study, a new ground motion model (GMM) for Iran is developed to estimate peak ground acceleration (PGA), pseudo-acceleration spectral values (PSA) in 2, 5, and 10 percent damping, and displacement spectral values (Sd) at 21 oscillator periods ranging from 0.04 s to 4 s. The displacement spectra considered in this research are those with a constant resistance-to-weight ratio, which includes both elastic and inelastic displacement types. Also, the considered resistance-to-weight ratios include five ratios from 0.05 to 0.3. The database of this study consists of 659 records of 115 shallow crustal mainshocks that occurred in Iran from 1976 to 2022 with a magnitude range of $5 \leq Mw \leq 7.4$ and an epicentral distance range of 0 to 200 km. Random-effect coefficients were defined in the mixed-effect regression model for regional differences among the five regions of the Iranian plateau, and no statistical differences were detected among these regions. The effects of the site soil's nonlinear response are considered in the developed GMM using the V_S30 parameter (average shear wave velocity in the upper 30 meters of the soil profile). The residuals of the proposed GMM are decomposed into three between-event, site-to-site, and event-site-corrected components, and their distributions are examined against the predictor variables. The distribution of residuals obtained showed no significant bias for the developed GMM. The output of this research is a GMM for Iran, which can be used to estimate the spectrum of pseudo-elastic acceleration and the spectrum of elastic and inelastic displacement.

Key Words: Strong ground motion model, ground motion prediction equations, pseudo-acceleration spectrum, elastic displacement spectrum, inelastic displacement spectrum, iran earthquake catalog.

INVESTIGATING THE EFFECT OF DRIVEN LENGTH AND DIAMETER OF MONOPILE ON SEISMIC PERFORMANCE OF OFFSHORE WIND TURBINES THROUGH PHYSICAL MODELING

A. Bateni
alireza.bateni@ut.ac.ir
M. Moradi(corresponding author)
mmoradi@ut.ac.ir
Faculty of Civil Engineering
University of Tehran
DOI: 10.24200/j30.2023.63213.3262

Sharif Civil Engineering Journal
Volume 40, Issue 3, Page 73-83, Original Article

© Sharif University of Technology

- Received 24 September 2023; received in revised form 17 November 2023; accepted 18 December 2023.

Dept. of Civil Engineering
Sharif University of Technology
M.A. Iranmanesh
iranmanesh@kntu.ac.ir
Dept. of Civil Engineering
Khajeh Nasir Toosi University of Technology
DOI:10.24200/J30.2023.59625.3256

Sharif Civil Engineering Journal
Volume 40, Issue 3, Page 23-34, Original Article

© Sharif University of Technology

- Received 7 October 2023; received in revised form 4 November 2023; accepted 11 November 2023.

Abstract

This study aims to provide a coupled flow-deformation model for simulating land subsidence associated with groundwater extraction in aquifers. For this simulation, we have adopted the element-free Galerkin (EFG) method and considered the unsaturated effects in the aquifers based on the aquifer's hydrologic and geotechnical characteristics. This model gives us a better understanding of the aquifer's hydrogeological characteristics, enabling us to forecast changes in the hydraulic head and land subsidence. To ensure the credibility of our model and to verify the code, we modeled unsaturated hydromechanical benchmark problems. Then, using the EFG method as a numerical tool, we modeled an isotropic aquifer to investigate the effects of groundwater pumping on land subsidence and hydraulic changes in the aquifer. To ascertain the reliability of the modeling, we compared the results obtained from the EFG method with those from the Finite Element Method (FEM). The comparative analysis of EFG and FEM models demonstrates discrepancies of 5.51% in land subsidence and 13.35% in hydraulic head reduction, which are satisfying. The land subsidence and hydraulic head profiles demonstrate that the EFG method is capable of land subsidence simulation caused by water pumping. Furthermore, our findings highlight the nonlinear correlation between groundwater extraction and the subsequent decrease in hydraulic head and land subsidence augmentation. Finally, we conducted a parametric study to better understand the effect of various characteristics of aquifers and observe the effect of the aquifer's parameters, such as hydraulic conductivity, elastic modulus, and Poisson's ratio. We investigated the effect of each parameter on land subsidence increase and hydraulic head decline. The results show that elastic modulus and Poisson's ratio have the most significant effect on land subsidence. Although hydraulic conductivity controls the hydraulic decrement and land subsidence increase time, it slightly affects the ultimate hydraulic head and land subsidence at the steady-state stage. These results highlight the importance of in-situ measurement of elastic modulus and Poisson's ratio parameters with acceptable accuracy for groundwater extraction projects, as these parameters play a significant role in the feasibility studies.

Key Words: Land subsidence, groundwater extraction, numerical modeling, coupled hydromechanical analysis, Element-free Galerkin (EFG), unsaturated effects.

DETERMINATION OF SURFACE POTENTIAL OF KAOLINITE FOR SELECTION OF OPTIMAL ENHANCEMENT PATTERN FOR REMOVAL OF HEAVY METAL CONTAMINANT IN ELECTROKINETICS REMEDIATION

V.R. Ouhadi(corresponding author)
vahidouhadi@basu.ac.ir
Faculty of Engineering
Bu-Ali Sina University, Hamedan
School of Civil Engineering
University of Tehran
M.A. Farahpour
m.farahpour@eng.basu.ac.ir
F. Faridi
f.faridi@eng.basu.ac.ir
S. Gohari
s.goharii@eng.basu.ac.ir
Faculty of Engineering
Bu-Ali Sina University, Hamedan
DOI:10.24200/j30.2023.63098.3255

Sharif Civil Engineering Journal
Volume 40, Issue 3, Page 35-46, Original Article

© Sharif University of Technology

- Received 9 September 2023; received in revised form 11 November 2023; accepted 14 November 2023.

Abstract

Buffering capacity measurement is one of the standard methods to evaluate contaminant retention by soil or the selection of enhancement methods for contaminant removal. However, due to the limitations of this experiment, the quantitative use of the results of this experiment involves noticeable errors. The main objective of this paper is to present theoretical and practical insights into zeta potential theory to optimize the removal of heavy metal contaminants from clayey soils. This is achieved by aligning the direction of electro-osmosis flow with the ion migration phenomenon. Based on the results of this paper, with the determination of variation of the surface potential of clay at different geo-environmental conditions, the curve of zeta potential can be divided into three zones, which are called retention,

the droppers will be reduced, and the water distribution uniformity will be less than expected. Herein, using laboratory models and polyethylene pipes with a diameter of 16, 20, 25, and 32 mm, the amount of hydraulic loss was measured for different flow rates and according to the permissible velocity limits. Hydraulic pressures were measured using a data logger, with one record for each second, and the discharge was adjusted volumetrically. A bypass pipe was installed on the physical model to control the discharge and the hydraulic pressure. The amount of hydraulic head loss was measured for different flow rates in the permissible flow velocity range (1-2 m/s). Then, by analyzing the recorded data, a new relationship was obtained that calculates the amount of hydraulic head loss in 16 to 32-mm pipes as a flow rate and pipe diameter function. The Hazen-Williams equation was compared with the results of Moody, Churchill, and Colebrook methods and the actual measured values. According to the results, the most significant error between the measured and the calculated head loss was for the Colebrook & White equation for the 25 mm pipe, and the smallest error was for the same equation for the 32 mm pipe. The obtained relationship is recommended for polyethylene pipes with a diameter of 16 to 32 mm and a Reynolds number above 2000 with high confidence. One of the advantages of the obtained relationship is its independence from the Hazen-Williams roughness coefficient and its remarkable accuracy.

Key Words: Drip irrigation, hydraulic loss, laboratory model, Hazen-Williams.

ASSESSMENT OF THE MOMENTUM BALANCE METHOD FOR DETERMINATION OF SHEAR STRESS IN COMPOUND MEANDERING CHANNELS

V. Mortazavi Amiri
v.mortazavi@mail.um.ac.ir
K. Esmaili(corresponding author)
esmaili@um.ac.ir
Dept. of Water Science and Engineering
Ferdowsi University of Mashhad
Mashhad, Iran
DOI:10.24200/j30.2023.62710.3239

Sharif Civil Engineering Journal
Volume 40, Issue 3, Page 12-22, Original Article

© Sharif University of Technology

- Received 3 September 2023; received in revised form 23 October 2023; accepted 26 November 2023.

Abstract

Shear stress is one of the most essential factors in the flow dynamics of open channels. The hydraulics of sediment transport in channels are affected by how and the amount of this factor. Considering the three-dimensional and complex nature of the flow in meandering compound channels, and based on the effective role of secondary flows and momentum transfer, especially in curves, calculating this parameter using the methods provided for straight channels is challenging. The Momentum Balance Method, introduced as one of the shear stress determination methods in straight channels, can be used to determine the shear stress in meandering channels. In this research, using the 3-D flow velocity component data measured by ADV, the distribution of shear stress along the flow path in a meandering compound channel was investigated. The transverse distribution of streamwise velocity was investigated in a physical model, including a rectangular concrete channel, a meandering main channel, and two floodplains. Then, the transverse distribution of shear stress in five sections along the flow was calculated using the momentum balance method, and the results were compared using the logarithmic distribution method of velocity and Reynolds shear stress in these sections. Also, the amount of shear stress at four depths of the main channel is illustrated. Since the determination of maximum shear stress areas can be effective in flow and sediment studies, and issues related to river maintenance, such as bed erosion, especially in arches, the maximum values of relative shear stress in MBM, RSM, and LLM methods were determined as 5.43 and 7.24 in the fourth section and 6.05 in the first section, respectively. The minimum amounts of shear stress were observed in section 5 in both RSM and MBM methods. According to the reviewed results, the MBM method can be introduced as a practical method for evaluating shear stress values in meandering rivers.

Key Words: Momentum exchange, reynolds shear stress, RSM, MBM, meandering compound channels.

NUMERICAL MODELING OF LAND SUBSIDENCE INDUCED BY GROUNDWATER EXTRACTION CONSIDERING UNSATURATED EFFECTS AND USING ELEMENT-FREE GALERKIN (EFG) METHOD

A. Tourei
ahmad.tourei@alum.sharif.edu
A. Pak(corresponding author)
pak@sharif.edu

Abstracts of Papers in English

EVALUATION OF THE WIDELY-USED EQUATIONS OF HYDRAULIC LOSS CALCULATION AND CALIBRATION OF THE HAZEN-WILLIAMS EQUATION IN DRIP IRRIGATION LATERALS

Sh. Shafaei
sha.shafaee@alumni.ut.ac.ir
Faculty of Irrigation and Drainage Engineering
University of Tehran, Karaj, IRAN
Gh. Zarei
gh.zarei@areeo.ac.ir
Agricultural Engineering Research Institute
Ministry of Agriculture -Jahad, Karaj, IRAN
K. Ebrahimi(corresponding author)
EbrahimiK@ut.ac.ir
Dept. of Environmental Sciences and Technologies
Faculty of Energy and Sustainable Resources Engineering
University of Tehran
Sh. Soleimani
shimasoleimani@ksu.edu
Faculty of Water Resources Engineering
Rice University, Houston, Texas, United States
M. Shamsi
mohammad.shamsi@ut.ac.ir
Faculty of Irrigation and Drainage Engineering
University of Tehran, Karaj, IRAN
DOI:10.24200/J30.2024.62619.3234

Sharif Civil Engineering Journal
Volume 40, Issue 3, Page 3-11, Original Article
© Sharif University of Technology

- Received 28 August 2023; received in revised form 14 April 2024; accepted 15 April 2024.

Abstract
Hazen-William's equation is usually used to determine the hydraulic head loss when designing drip irrigation systems. The mentioned equation is suggested for pipes with diameters greater than 75 mm and flow rates above 2.3 l/s. However, lateral pipes with 16 to 32 mm diameters are generally used for trickle irrigation. In this case, the calculated hydraulic head loss is lower than the actual hydraulic head loss, and subsequently, the hydraulic pressure at the desired point will be lower than the required value. In other words, the output flow from

Civil Engineering

Sharif

3

Fall
2024

Editor-in-Chief: Mirmosadegh Jamali

This Journal is published under the auspices of Sharif University of technology, Office of the Vice-Chancellor-in-Charge of Research.

The Journal is published quarterly in Farsi language, aims at establishing a relationship between scientists active in different branches of science and technology and, in particular, at providing a forum for exchange of knowledge between scientists and technologists related to scientific problems prevailing in contemporary society. The journal also strives to present practical and theoretical7 analyses of these issues and facilitates the circulation of modern scientific findings by scientists and researchers for practical application. In addition, **"Sharif"** publishes original papers focusing on issues of specific concern to universities, including research, technological advancements, and topics related to matters of higher education.

P.O.BOX 11155-8639 AZADI AVENUE, TEHRAN, I.R. IRAN
Phone: (98-21) 66005419 - 66164093 Fax: (98-21) 66012983
Web: http://journal.sharif.ir/ http:// www. globalsciencejournals.com
E-mail: pajouhesh@sharif.edu

CONTENTS

3 **EVALUATION OF THE WIDELY-USED EQUATIONS OF HYDRAULIC LOSS CALCULATION AND CALIBRATION OF THE HAZEN-WILLIAMS EQUATION IN DRIP IRRIGATION LATERALS**
Sh. Shafaei, Gh. Zarei, K. Ebrahimi, Sh. Soleimani and M. Shamsi

12 **ASSESSMENT OF THE MOMENTUM BALANCE METHOD FOR DETERMINATION OF SHEAR STRESS IN COMPOUND MEANDERING CHANNELS**
V. Mortazavi Amiri and K. Esmaili

23 **NUMERICAL MODELING OF LAND SUBSIDENCE INDUCED BY GROUNDWATER EXTRACTION CONSIDERING UNSATURATED EFFECTS AND USING ELEMENT-FREE GALERKIN (EFG) METHOD**
A. Tourei, A. Pak and M. Iranmanesh

35 **DETERMINATION OF SURFACE POTENTIAL OF KAOLINITE FOR SELECTION OF OPTIMAL ENHANCEMENT PATTERN FOR REMOVAL OF HEAVY METAL CONTAMINANT IN ELECTROKINETICS REMEDIATION**
V.R. Ouhadi, M.A. Farahpour, F. Faridi and S. Gohari

47 **A NEW STRONG GROUND MOTION MODEL FOR PREDICTING PEAK GROUND ACCELERATION (PGA), PSEUDO-ACCELERATION SPECTRA AND DISPLACEMENT SPECTRA IN IRAN**
A. Hajipour and H. Moghadam

73 **INVESTIGATING THE EFFECT OF DRIVEN LENGTH AND DIAMETER OF MONOPILE ON SEISMIC PERFORMANCE OF OFFSHORE WIND TURBINES THROUGH PHYSICAL MODELING**
A. Bateni and M. Moradi

84 **HEALTH MONITORING OF STRUCTURAL ELEMENTS USING CT-XRAY**
S.S. Kamali and F. Natghi Elahi

93 **AN INVESTIGATION ON THE EFFECTIVE PARAMETERS OF LOOSE SANDS LIQUEFACTION POTENTIAL USING IMPROVED HYPERCUBE SAMPLING METHOD**
S. Golmoghani Ebrahimi, A. Noorzad and H. Javaheri Koupaei

105 **THREE-STAGE AUTOMATIC OPERATIONAL MODAL ANALYSIS USING MATHEMATICAL MODE ELIMINATION BY DENSITY-BASED CLUSTERING METHOD**
A. Salar Mehrabad and A. Shooshtari

117 **NUMERICAL MODELING OF SWASH ZONE MORPHOLOGICAL PROCESSES IN COARSE-GRAINED BEACHES WITH XBEACH OPEN-SOURCE MODEL**
S. Maleki Taghiabad, M. Adjami and A. Ahmadi

138 **EXPERIMENTAL INVESTIGATION OF THE BEHAVIOR OF COLUMN BASE CONNECTIONS WITH CONCENTRICALLY WELDED ANCHOR RODS USING DIGITAL IMAGE CORRELATION METHOD**
I. Karami, R. Mirghaderi, A.R. Ghiami Azad and M. Ali

153 **INFLUENCE OF BEAM HEIGHT-COLUMN WIDTH RATIO ON SEISMIC BEHAVIOR OF RC MOMENT RESISTING FRAMES**
A. Khalili and F. Nateghi-Alahi

RESEARCH NOTES:

164 **ASSESSING LONG-TERM (3-YEAR) MECHANICAL PROPERTIES OF RECYCLED AGGREGATE CONCRETE CONTAINING ZEOLITE AND SILICA FUME**
M. Aghili Lotf, A.M. Ramezanianpoor and M.Y. Chamani

176 **DETERMINING THE LOCATION AND OPTIMAL NUMBER OF BUILDING LIFTS IN HIGH-RISE CONSTRUCTION PROJECTS USING A LINEAR INTEGER MATHEMATICAL MODEL**
M. Jawaheri, M. Ahmadnia, M. Maghrebi and R. Ghanbari

APPENDIX

198 **ABSTRACTS OF PAPERS IN ENGLISH**